



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH PŘEDPJATÉ STROPNÍ KONSTRUKCE

DESIGN OF A PRESTRESSED SLAB

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Lukáš Juříček

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Lukáš Juříček
Název	Návrh předpjaté stropní konstrukce
Vedoucí práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2017
Datum odevzdání	12. 1. 2018

V Brně dne 31. 3. 2017

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Stavební podklady – situace, půdorysy, řezy, geologie

Platné předpisy a normy (včetně změn a oprav):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1 až 7: Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Provedte návrh a posouzení předpjaté stropní konstrukce pro administrativní budovu včetně zhodnocení různých statických přístupů.

Podrobný návrh stropní konstrukce proveďte podle mezních stavů.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá návrhem předpjaté betonové membrány z lehkého betonu. Betonová konstrukce působí v interakci s nosnou ocelovou konstrukcí, kterou je podporována. Byla provedena jedna varianta řešení, která byla optimalizována. Hlavním cílem bylo navrhnout výchozí stav a předpětí konstrukce tak, aby v době životnosti nevznikaly trhliny a konstrukce měla dostatečnou tlakovou rezervu. Konstrukce je v hlavním (podélném) směru namodelována prutovým modelem jako prostorový rošt v programu ANSYS 17.2, který umožňuje fázovanou výstavbu. Reologie na konstrukci je dopočítána ručně a implementována do modelu pomocí přetvoření. Konstrukce je posouzena dle mezních stavů a platných evropských norem (Eurokódů). Příčný směr je namodelován pomocí deskostěnových elementů v programu RFEM 5.12. Byly analyzovány montážní stavy a globální chování konstrukce. Posudky byly prováděny ručně s kontrolou v programu IDEA StatiCa. Součástí práce je výkresová dokumentace, fáze výstavby a vizualizace.

KLÍČOVÁ SLOVA

membrána, výchozí stav, ANSYS, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti, předpjatý beton, předpjatý pás.

ABSTRACT

Diploma thesis is focused on the design of prestressed concrete membrane from the lightweight concrete. The Concrete membrane is in the interaction with the bearing steel structure, which one is supported. I did only one variant of the solution, which was optimized. The goal of the design was determined the initial state of membrane and ensure to in the end of design working life was the membrane in the compression state and the cracks couldn't appear. The Structure is modelled in the main (longitudinal) direction as spatial frame in program ANSYS 17.2. This tool enables to perform analysis of the construction stages. The rheology is calculated manually and supplied to the model as relative strain. Whole structure is checked for ultimate limit state and serviceability limit state according to valid Eurocodes. Transverse direction is modelled by shell elements in program RFEM 5.12. Construction stages and global behaviour of the structure were analysed. The checks have been calculated manually and control in program IDEA StatiCa. The attachments of the thesis are drawings, visualisation and schemes of construction stages.

KEYWORDS

membrane, initial state, ANSYS, serviceability limit state, ultimate limit state, prestressed concrete, ribbon.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Lukáš Juříček *Návrh předpjaté stropní konstrukce*. Brno, 2017. 43 s., 287 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a
zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 10. 01. 2018

Bc. Lukáš Juříček
autor práce

PROHLÁŠENÍ

Rád bych poděkoval vedoucímu své diplomové práce panu Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D. za čas, který mi věnoval při konzultacích a za poskytnuté rady. Nakonec chci poděkovat své rodině za podporu při studiu vysoké školy.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 10. 01. 2018

Bc. Lukáš Juříček
autor práce

1. MEMBRÁNY VŠEOBECNĚ	11
2. POPIS KONSTRUKCE	11
3. GEOMETRIE	11
4. PŘEDPĚTÍ	13
5. FÁZE VÝSTAVBY	14
FÁZE 1	14
FÁZE 2	14
FÁZE 3,4	17
6. STATICKÉ PŮSOBNÍ	17
7. VÝPOČETNÍ MODEL	18
POPIS PROGRAMU	18
POPIS MODELU	18
POUŽITÉ TYPY PRVKŮ	19
NELINEÁRNÍ METODA VÝPOČTU	20
STRESS STIFFENING	20
PROPOJENÍ JEDNOTLIVÝCH PRVKŮ (COUPLING)	21
PREFABRIKOVANÉ SEGMENTY	21
OBLOUKY A VZPĚRY	22
PŘÍHRADOVÁ PODPŮRNÁ KONSTRUKCE	23
KOTEVNÍ OBLAST	24
NOSNÁ A PŘEDPÍNACÍ LANA	24
8. ZATÍŽENÍ	25
REOLOGIE	27
9. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	27
10. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	29
11. KOTEVNÍ OBLAST	30
LOKÁLNÍ OBLAST POD KOTVOU	30
GLOBÁLNÍ KOTEVNÍ OBLAST	31
VETKNUTÍ-OBLAST PREFA-SEGMENTŮ A KONCE KOTEVNÍHO BLOKU	32
12. PŘÍČNÝ SMĚR	33
MODEL	33
ZATÍŽENÍ	34
PŘEDPĚTÍ	34
KOMBINACE	35
NAPĚTÍ NA GLOBÁLNÍM MODELU	35
NAPĚTÍ V MÍSTĚ PŘEDPĚTÍ	36

<i>NAPĚTÍ V MÍSTĚ VETKNUTÍ</i>	37
13. KRAJNÍ SLOUPY	38
14. PŘÍHRADOVÁ PODPŮRNÁ KONSTRUKCE	39
15. NOSNÁ OCELOVÁ KONSTRUKCE	39
<i>VON MISSES NAPĚTÍ</i>	39
<i>GLOBÁLNÍ STABILITA</i>	40
ZÁVĚR	41
<i>ODBORNÁ LITERATURA</i>	42
<i>TECHNICKÉ NORMY</i>	42
<i>MANUÁLY K VÝPOČETNÍM PROGRAMŮM</i>	43
<i>POUŽITÉ PROGRAMY</i>	43

1. MEMBRÁNY VŠEOBECNĚ

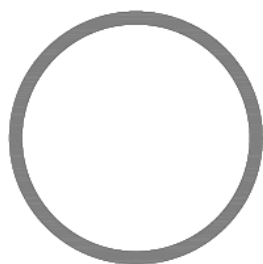
Visuté lanové střechy jsou konstrukce, jejichž použití ve stavební praxi má nezastupitelné místo. Variabilnost tvaru a možnost překlenout plochy značných rozměrů spolu s jednoduchou výstavbou prakticky nezávislou na terénu dělá z visutých lanových střech (membrán) stavby nepostradatelné v dnešní době. Takové stavby se stávají díky svému tvaru a transparentnosti symbolem měst a ukazují vyspělost a um moderního stavebního inženýrství a techniky.

2. POPIS KONSTRUKCE

Navržená konstrukce se skládá ze tří základních oblastí, které vytváří celkový obraz navržené konstrukce. Základním prvkem jsou betonové segmenty, které jsou prefabrikované z lehkého konstrukčního betonu. Monolitické betonové kotevní bloky (stěny), které slouží pro zakotvení předpínací a nosné výztuže v podélném směru a zajišťují svojí tuhostí minimální přerozdělení předpínací síly vlivem značné ohybové a axiální tuhosti. Třetí oblastí je nosná ocelová konstrukce skládající se z oblouků, vzpěr a příhradové podpůrné konstrukce. Konstrukce tvoří pomocí těchto oblastí a vypočtenému tvaru samo-kotvený systém, který je ve výchozím tvaru namáhán pouze svislými reakcemi od vlastní tíhy konstrukce. Prefabrikované segmenty svým tvarem (funicular shape) mohou být velice transparentní, jelikož je využita jejich hlavní vlastnost a jsou tlačeny po celou dobu své životnosti. Segmenty vytváří svojí křivkou v podélném směru konstrukci o třech polích, kde střední pole je podporováno ocelovým obloukem s podpůrnou příhradovou konstrukcí. V příčném směru jsou segmenty po vybetonování spár dopnuty, aby konstrukce získala svojí tuhost a byla zajištěna tlaková rezerva. V příčném směru se konstrukce chová jako spojitý nosník na pružných podporách, které tvoří podélná předpínací lana a komplexní nosná ocelová konstrukce. Ocelová nosná konstrukce je kotvena do betonových patek, které přenášejí veškeré zatížení přes piloty do únosné zeminy. Konstrukce prochází jednotlivými fázemi výstavby, při kterých mění svoje statické schéma. Nejdůležitější fází výstavby je tzv.,, **Výchozí stav** „. Od fáze, kdy se vybetonují spáry a membrána získá tuhost uvažujeme ostatní stále a nahodilé účinky od zatížení. Jelikož membrána je velice transparentní a její stále složky jsou v poměru s nahodilými účinky v poměru téměř 2:1 je nutno do konstrukce vnést tlakovou rezervu pomocí předpětí. Cílem návrhu je, aby konstrukce v době své životnosti tj. 50 let obsahovala tlakovou rezervu, a aby nevznikaly na konstrukci trhliny, které by přerozdělily napjatost na konstrukci a mohlo by dojít k větším průhybům a nežádoucím deformacím. Konstrukce působí v podélném směru jako předpjatý pás o třech polích, který se chová do zabetonování spár jako skupina prostých nosníků, ale po zabetonování spár se jedná v tomto směru o vetknutý předpjatý pás podporovaný pružnou liniovou podporou. Pole jsou tvořena dvěma konvexními parabolami a jednou konkávní parabolou v místě podpůrné příhradové konstrukce.

3. GEOMETRIE

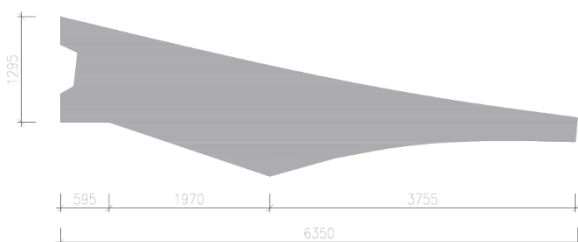
Délka(šířka) konstrukce činí 122.7 m v podélném směru a 160 m ve směru příčném. Monolitická kotevní oblast zaujímá půdorysnou délku 6.35m a je tvořena vyloženou konzolou délky 3.5 m, která působí jako ohybová pružina a snižuje ohybový moment v místě vetknutí pracovní spáry mezi kotevní oblastí a prefabrikovanými segmenty. Rozpětí prefabrikovaných segmentů nabývá půdorysné délky 110 m. Maximální výška konstrukce v místě nulové tečny paraboly L2



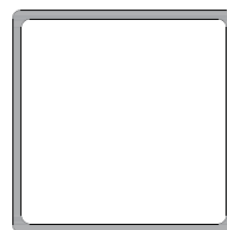
Obr.4 Oblouky a vzpěry



Obr.5 Příhradová podpůrná konstrukce



Obr.6 Kotevní oblast



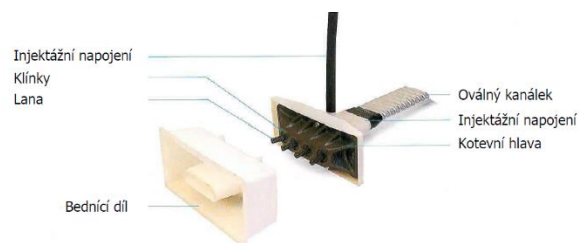
Obr.7 Krajiní sloupy

4. PŘEDPĚTÍ

Předpínací lana jsou umístěna v žebrech v podélném i v příčném směru. Předpínací lana v podélném směru mají funkci nosnou a zároveň předpínací. Předpětí je uzpůsobeno pomocí kotevního systému VSL. Jedná se o systém předpínacích lan se soudržností a lana jsou chráněna plastovým HDPE kanálkem. Kotvy typu VSL-EC. Pro příčný směr jsou použita kotvící zařízení typu VSL-SO, který je vhodný pro předpínání desek vzhledem k tvaru a rozměrům kabelového kanálku. Kabelový kanálek je ocelový a předpínací systém lan je se soudržností.



Obr.8 Kotevní systém VSL typ EC



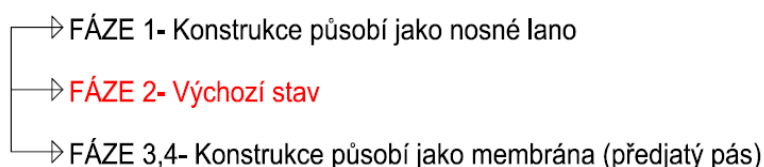
Obr.9 Kotevní systém VSL typ SO

5. FÁZE VÝSTAVBY

Nespornou výhodou visutých lanových střech je právě jejich postup výstavby, který dovoluje poměrně rychlé a na okolí téměř nezávislé zbudování konstrukce. Navržená membrána se skládá z šesti fází výstavby.

	t1	t2	t3	t4	t5	t6
FÁZE [dny]	28	30	40	50	90	18500
popis	fáze 1-napnutí montážních lan	fáze 2-výchozí stav	fáze 3-vybetonování spár	fáze 4-dopnutí konstrukce	fáze 5-ostatní stálé	fáze 6-životnosti konstrukce

Pro membránu jsou důležité zejména první tři fáze výstavby:



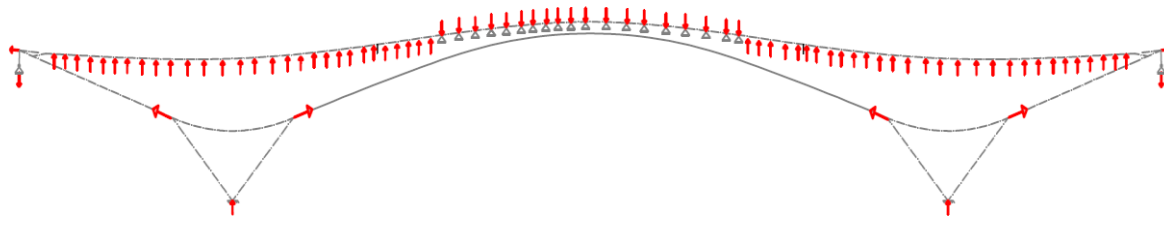
FÁZE 1

Jednotlivé komponenty nosné ocelové konstrukce se svaří a vybetonuje se na skruži kotevní oblast. Po 28 dnech od betonáže se kotevní oblast odbední a napnou se nosná lana a odstraní dočasné podpory. Lana jsou volně uložena ve střední oblasti na podpůrnou příhradovou konstrukci. Pokládka betonových prefabrikovaných segmentů jde rovnoměrně od středu oblouku O2 ke krajním kotevním oblastem. Výstavba musí být důkladně dodržena vzhledem k deformacím nosné ocelové konstrukce od nerovnoměrného zatěžování. Postup je následující „ střední segment ,levá, pravá ,levá ... „. Segmenty během této fáze působí jako „ korálky na šňůře „, a ze statického hlediska působí jako prosté nosníky. V modelu jsou segmenty pokládány všechny na ráz. Není tedy postihnout efekt postupného přitěžování nosné ocelové konstrukce.

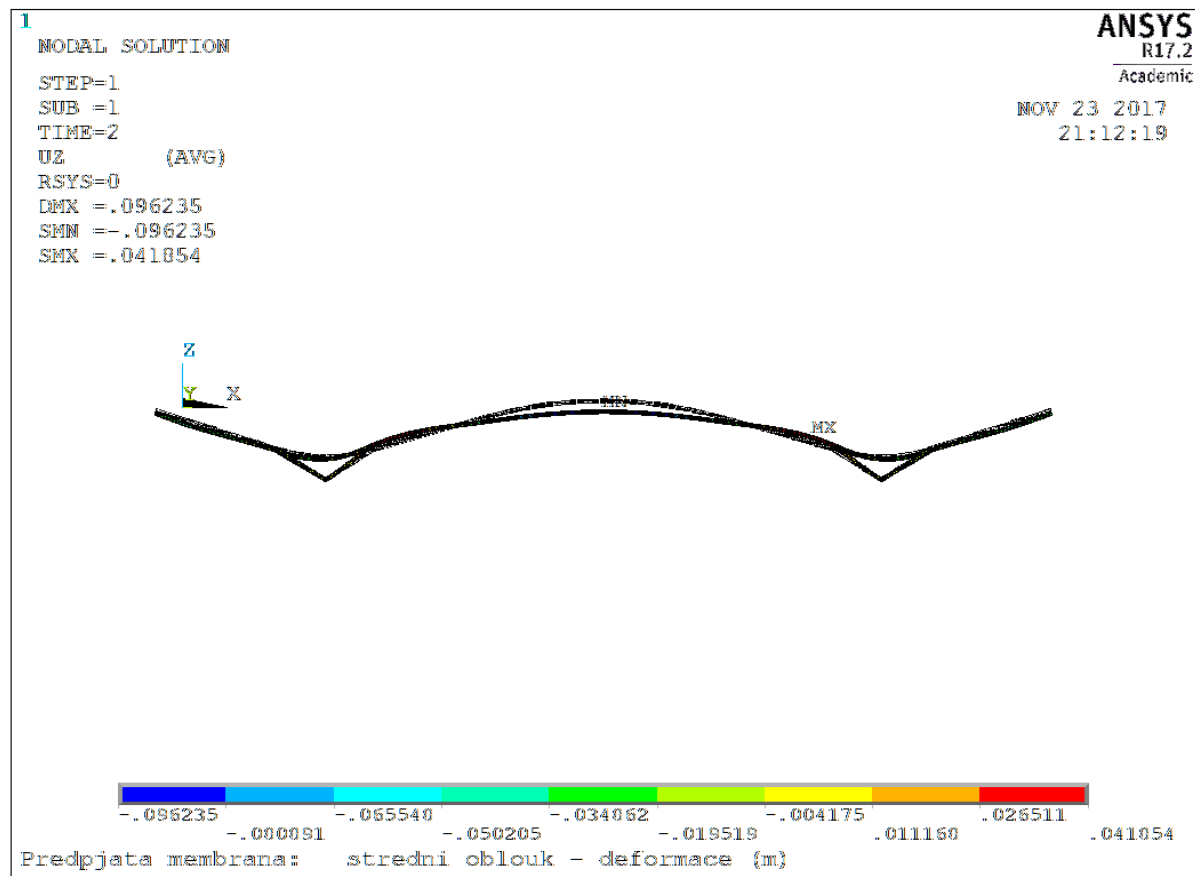
FÁZE 2

Tento stav se též nazývá rovnovážný, protože vlastní tíha konstrukce je v rovnováze s radiálními účinky lan. Řešením výchozího stavu je určení průvřesové křivky a napjatosti jednotlivých lan od působícího zatížení (tedy vlastní tíhy konstrukce). Tento jev je nutno řešit komplexně s uvažováním nosné ocelové konstrukce. Rovnováha byla nalezena iterativní změnou vzepětí oblouku O2. Hodnota vzepětí pro rovnovážný stav se zastavila na hodnotě 6.36 m. Ostatní oblouky a vzpěry poté podléhaly geometrii předpjatého pásu a oblouku O2. Po zadání stanovené geometrie lana a jeho napjatosti do výpočetního modelu a provedení výpočtu se správnost řešení projeví tím, že reakce v místě vetknutí oblouku do patek budou pouze vertikální tlakové a síly v oblasti sloupů SHS 200 x 200 x 8 budou tahové (viz obr.10). Při ručním výpočtu uvažujeme s tuhou střední podporou v oblasti podpůrné ocelové konstrukce. Při

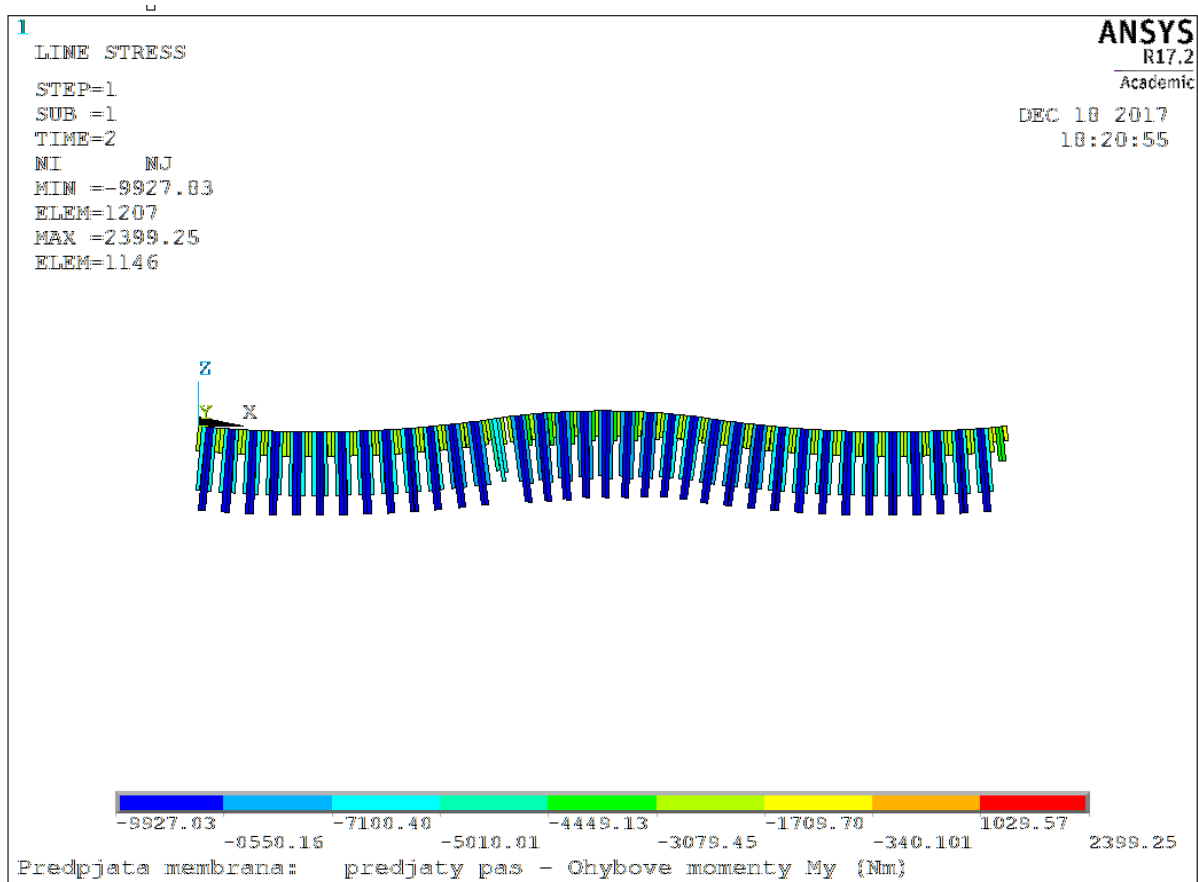
zadání vypočteného přetvoření do modelu vykazuje model nepatrnou nerovnováhu v podporách, která je vyjádřena malou složkou horizontální síly v oblasti vetknutí ocelového oblouku. Tento jev je způsoben ohybovou tuhostí středního oblouku O2, který v modelu už působí. Přetvoření na kabelech je poté měněno iterativně až do rovnovážného stavu, kdy působí v podporách pouze vertikální reakce. Iterativní změna přetvoření na kabelu se zastavila na hodnotě 0.002722 což odpovídalo napětí 530 MPa. Ruční hodnota přetvoření pro rovnovážný stav nabývala hodnoty 0.00264 a odpovídala napětí 514.8 MPa. Tento rozdíl je způsoben uvažáním tuhé podpory při ručním výpočtu a poddajné ocelové konstrukce v modelu ANSYS. Vzhledem k ohybové poddajnosti oblouku O2 se konstrukce nemůže dostat do své původní polohy, protože dojde ke stlačení a deformaci středního oblouku O2. Deformace od rovnovážného stavu se vyrovná při výrobě nadvýšením oblouku O2 o hodnotu stlačení od výchozího stavu. Stlačení oblouku je 96 mm.



Obr.10 Výchozí stav



Obr.11 Deformace uz (mm)



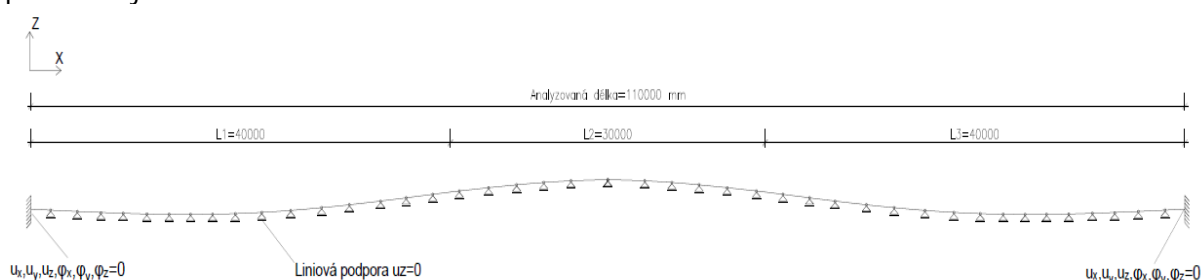
Obr.12 Momenty výchozí stav

FÁZE 3,4

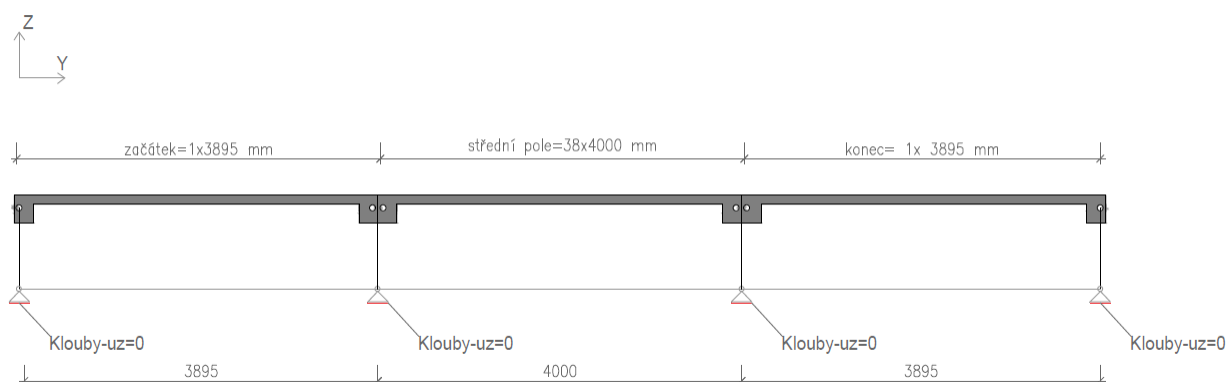
Zmonolitněním se z betonových segmentů stane jednolitá membrána, která je navíc vetknuta do monolitické kotevní oblasti. Po dosažení dostatečné pevnosti výplně spár jsou dopnuty nosné kabely v podélném směru a v příčném směru dojde k předepnutí předpínacích lan. Tím se do membrány vnese tlaková rezerva, která eliminuje tahová napětí v betonu při provozních zatíženích. Při statické analýze je pak na konstrukci aplikováno proměnné zatížení v nejučinnějších polohách.

6. STATICKÉ PŮSOBNÍ

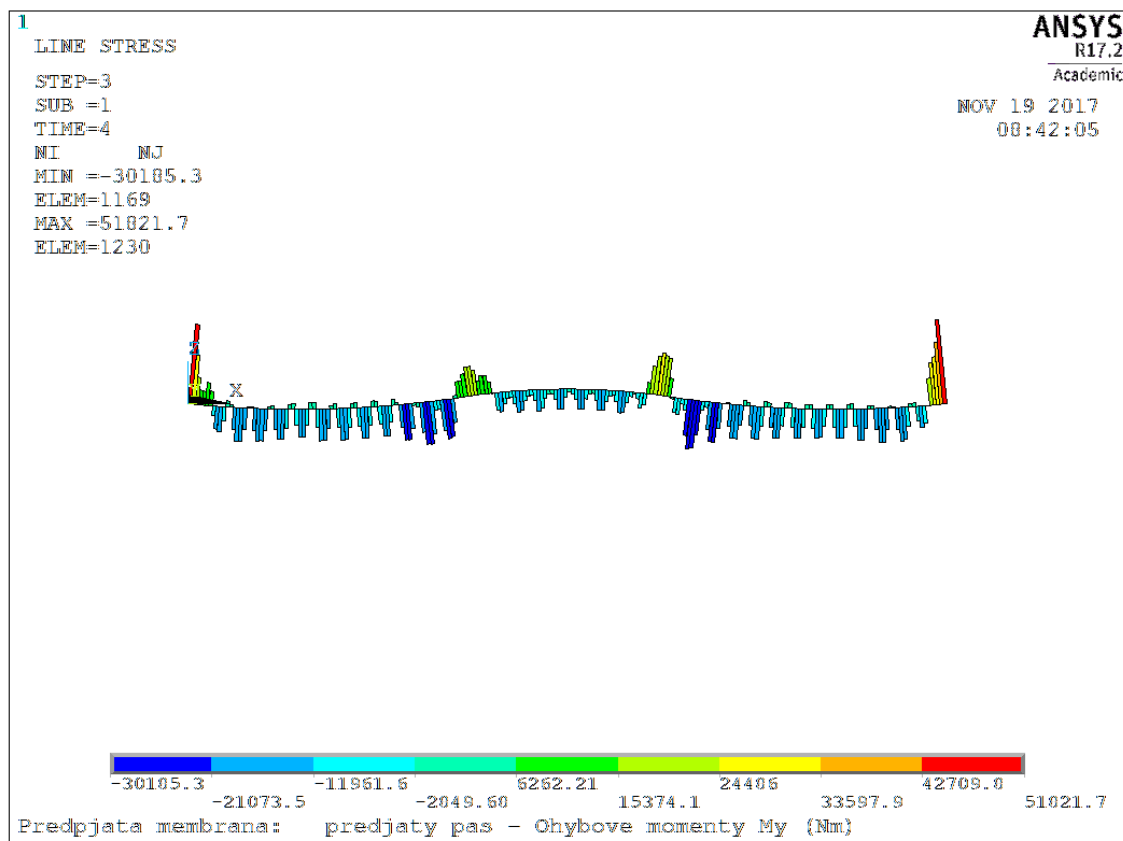
Charakteristickým rysem membránových konstrukcí je jejich transparentnost, štíhlost a využití materiálů na jejich plnou kapacitu. Abychom dosáhli plného využití betonu musí být prvek centricky tlačěn. Prvky membrány jsou převážně centricky tlačeny od vlastní tíhy. Centrický tlak zajišťuje bezmomentový tvar (funicular shape) řetězovky, který je ve směru hlavních tlaků a tahů a nevznikají zde v ideálním případě ohybové momenty. Průběh momentů se vyznačuje velkými ohybovými momenty v oblasti vetknutí membrány (předpjatého pásu). Momenty v poli nabývají velmi malých hodnot v porovnání s momenty v oblasti vetknutí. Konstrukce působí jako předpjatý pás vetknutý do monolitických betonových bloků v podélném směru. V příčném směru konstrukce působí jako spojitý nosník na pružných podporách, které představují nosná lana a ocelová konstrukce.



Obr.13 Analytický statický model-podélný směr



Obr.14 Analytický statický model-příčný směr



Obr.15 Průběh momentů KZ3(pouze stálé složky)

Rozdíl momentů v poli jednotlivých parabol oproti vetknutí či místa změny inflexe je evidentní

7. VÝPOČETNÍ MODEL

POPIS PROGRAMU

Návrh konstrukce byl proveden v programu ANSYS 17.2, který podporuje geometricky nelineární analýzu s možností fázované výstavby. Program nezohledňuje reologické jevy.

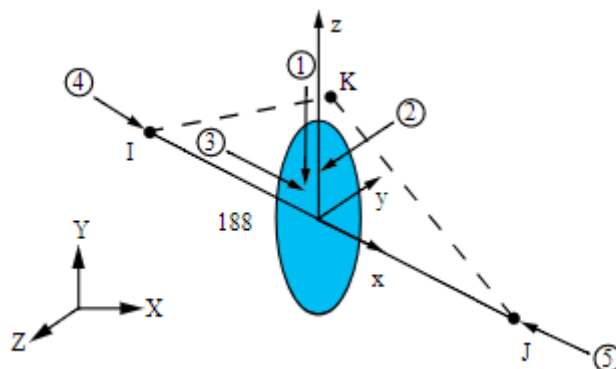
POPIS MODELU

Model předpjaté betonové membrány byl vytvořen pomocí prostorového prutového modelu, který reprezentuje výsek konstrukce tedy předjatý pás (ribbon). Tento výsek je modelován pomocí parametrického modulu APDL, který pomocí posloupnosti příkazů dokáže zadávat jednotlivé fáze výstavby a zatížení od stálého a proměnného zatížení. Konstrukce bude nejprve analyzována jako prutový model se všemi fázemi výstavby a poté jako prostorový model modelovaný deskostěnou vystihující příčný směr.

POUŽITÉ TYPY PRVKŮ

BEAM 188

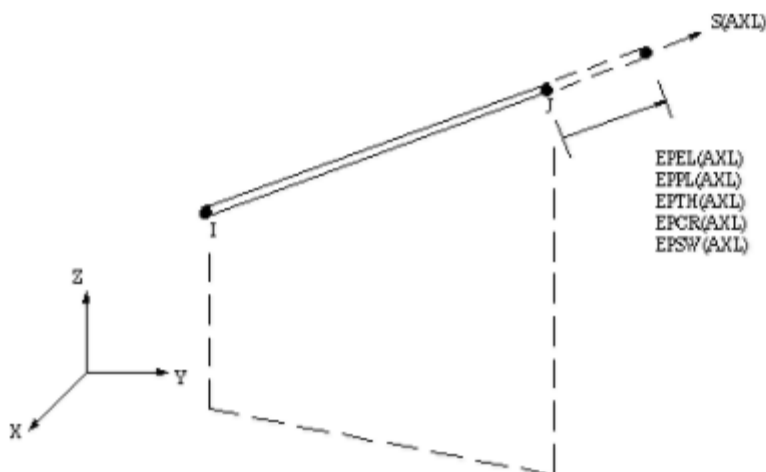
Elementy jsou schopny přenášet tahové, tlakové, ohybové a kroutící namáhání.



Obr.16 BEAM 188

LINK 8

Pomocí elementu LINK 8 jsou modelovány nosná a předpínací lana. Prvek nemá ohybovou tuhost a je schopen přenášet pouze tlakové a tahové síly. Tento prvek taktéž dovoluje zadat poměrné přetvoření, kterým je simulováno předpětí.



Obr.17 LINK 8

NELINEÁRNÍ METODA VÝPOČTU

Visuté lanové střechy patří mezi konstrukce (stejně jako předpjaté pásy, visuté mosty apod.), které především během výstavby a následně také od proměnného zatížení vykazují velké posunutí a velké deformace ve srovnání s jejich rozměry. Proto již nelze sestavovat podmínky rovnováhy na nedeformované konstrukci a je nutné zohlednit změnu geometrie. Jedná se tedy o úlohu geometricky nelineární. MKP pak vede na soustavu nelineárních algebraických rovnic, které lze zapsat ve tvaru.

$$K_{(d)} \cdot d = f$$

Kde K je matice tuhosti konstrukce, která je funkcí vektoru neznámých uzlových parametrů deformace d . Veličina f je vektor uzlových sil. Je zřejmé, že nelze tuto soustavu nelineárních rovnic řešit přímo. Proto se používají iterační postupy, které vedou k postupnému zpřesňování řešení. Každý krok iterace je linearizován. Postupný iterační proces lze znázornit pomocí rovnice přepsané do tvaru:

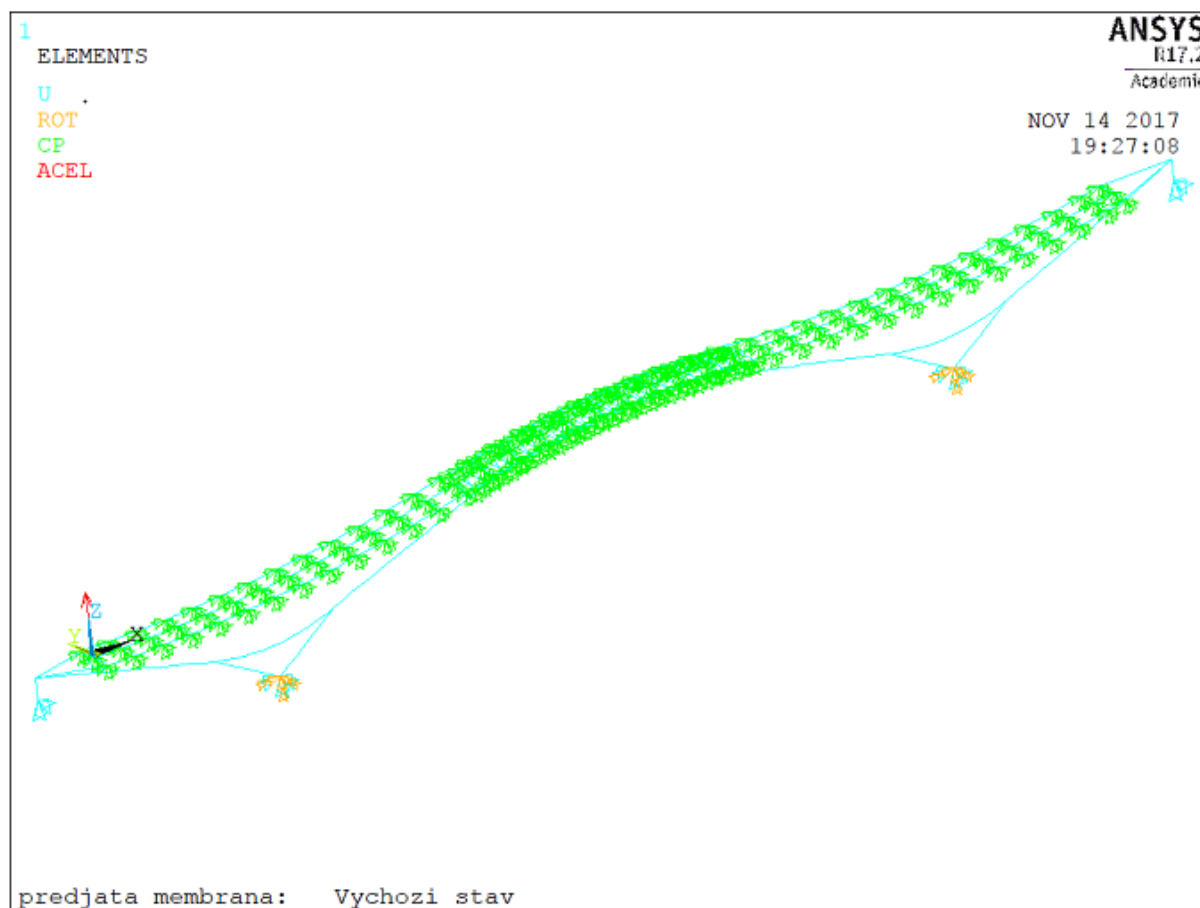
$$K(d^{(i)}) \cdot d^{(i+1)} = f$$

kde neznámé řešení $i+1$ získáme pomocí matice tuhosti určené řešením předchozího kroku i . Iterační proces probíhá tak dlouho, dokud není splněna dostatečná přesnost rozdílu vektorů $d(i)$.

Jednou z nejčastěji používaných metod výpočtu je Newton-Raphsonova iterační metoda, při které K je tečnou maticí tuhosti konstrukce. Při výpočtu visutých lanových střech je použita plná N-R metoda, při které v každém iteračním kroku dochází k dekompozici tečné matice.

STRESS STIFFENING

Při geometricky nelineárních výpočtech je důležité zohlednit další vlastnost prvků, a to tzv. stress stiffening neboli tahové zpevnění. Jak vyplývá z názvu, jedná se o zvýšení tuhosti konstrukce s ohledem na napjatost jednotlivých prvků. Tato vlastnost musí být uvažována v případě tenkých prvků s ohybovou tuhostí minimální ve srovnání s osovou tuhostí, tzn. u lan, tenkých nosníků a membrán. Tento efekt se projeví v rozšíření matice tuhosti soustavy při nelineárním výpočtu.



Obr.18 Coupling

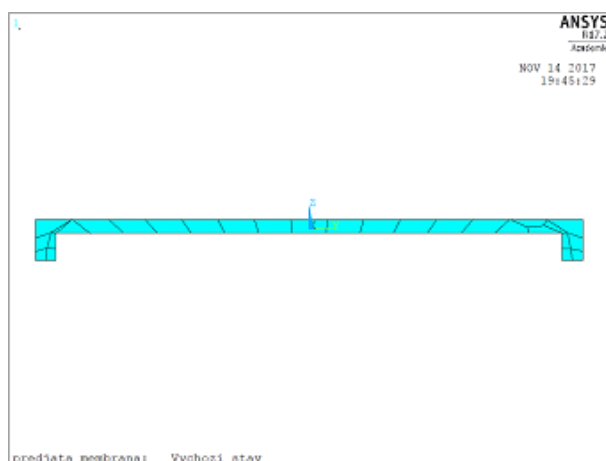
PROPOJENÍ JEDNOTLIVÝCH PRVKŮ (COUPLING)

Ve výchozím stavu jsou segmenty kloubově spojeny a volně uloženy na nosná lana. Elementy segmentů jsou uloženy na nosná lana a jsou uvolněny z vazeb ve vodorovném směru U_x . Pohyb segmentů je rovněž umožněn ve směru U_x po příhradové podpůrné konstrukci, která přenáší zatížení ze segmentů předpjatého pásu do středního oblouku.

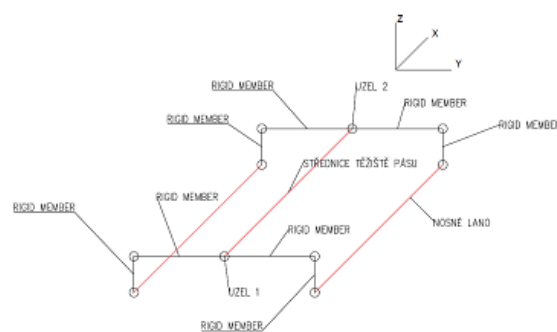
PREFABRIKOVANÉ SEGMENTY

Průřez byl vytvořen v programu Inventor 2018, který umožňuje uložit soubor jako IGES, který ANSYS podporuje pro načtení.

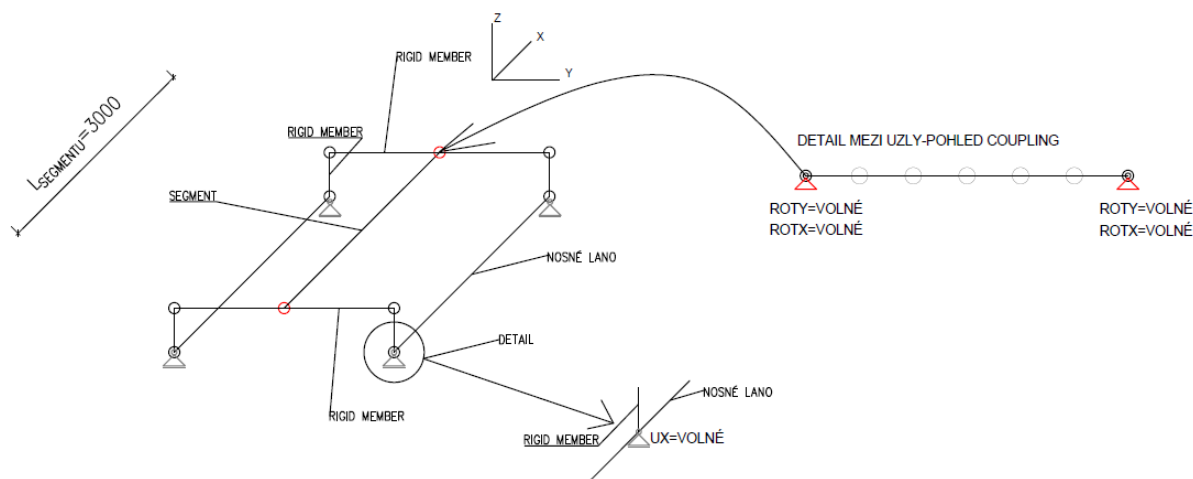
Model popisuje propojení elementů předpjatého pásu pomocí tuhých prvků, které vytváří prostorový rošt s nosnými a předpínacími lany.



Obr.19 Průřez segmentu



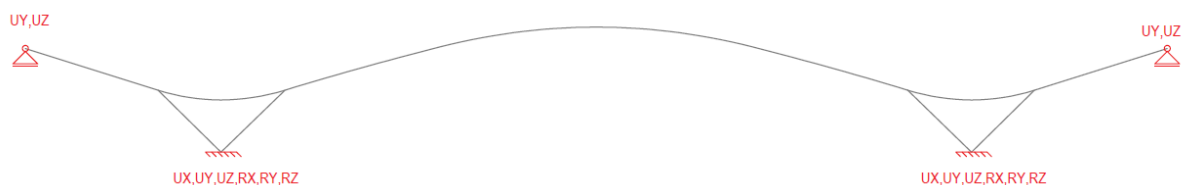
Obr.20 Model ANSYS



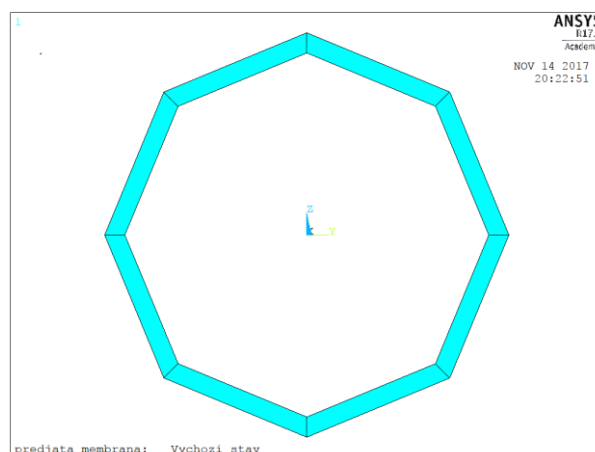
Obr.21 Vazby-coupling

OBLOUKY A VZPĚRY

Nosná ocelová konstrukce obsahuje tuhé podpory, které omezují všechny translace U_x , U_y , U_z a rotace R_x , R_y , R_z a přenáší veškeré vodorovné složky zatížení. Kloubové podpory, které jsou umístěny na začátku a konci vzpěr modelu a simulují spojení sloupu pro přenesení svislé síly. Jsou omezeny pouze translace U_y , U_z . Model je uvolněn ve vodorovném směru U_x kvůli přenosu předpínací síly do konstrukce předpjatého pásu.



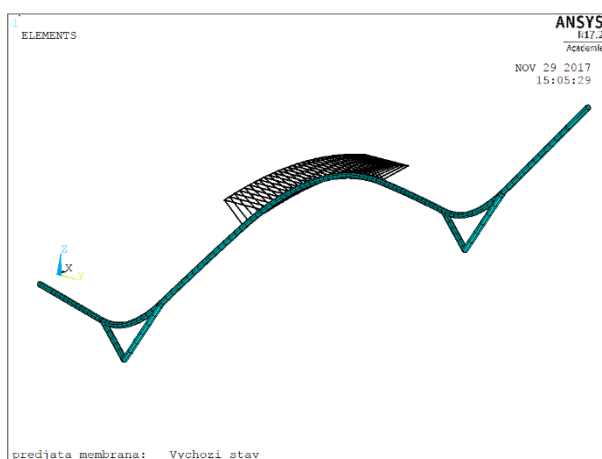
Obr.22 Statický model-nosné ocelové konstrukce



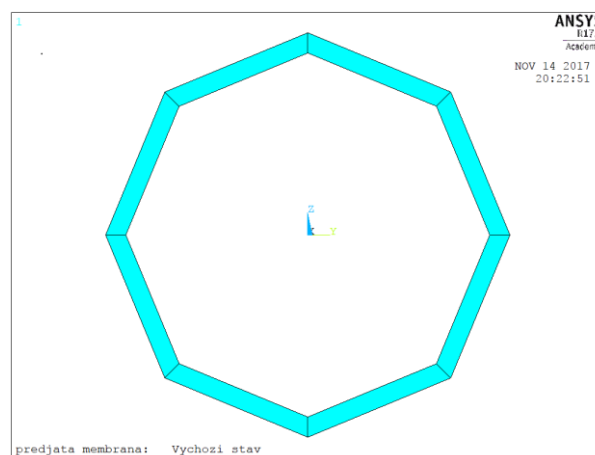
Obr.23 Průřez oblouků a vzpěr-BEAM 188-ANSYS

PŘÍHRADOVÁ PODPŮRNÁ KONSTRUKCE

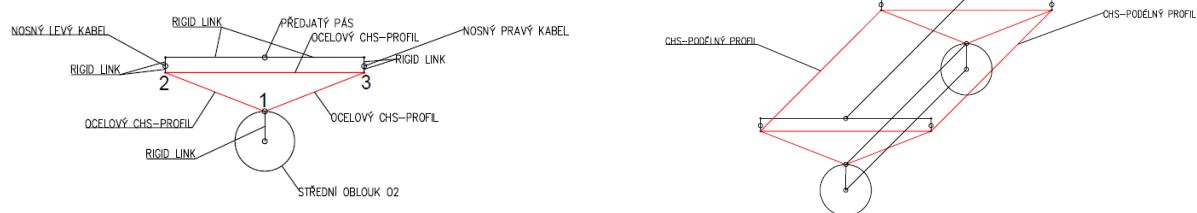
Jedná se o trojúhelníkově uspořádané pruty, které jsou vzájemně svařeny a přivařeny na nosný ocelový oblouk, který je v místech svaru opatřen výztuhou vzhledem k omezení lokálního boulení. Segmenty předpjatého pásu jsou kluzně uloženy na příhradovou konstrukci, a proto jsou prvky příhradové konstrukce namáhány pouze svislými účinky. Síla působící ve vodorovném směru je pouze od tření elementů segmentu předpjatého pásu a podélných prvků příhradové konstrukce. Tento jev je ve výpočtu zanedbán.



Obr.24 Geometrie-příhradové podpůrné konstrukce



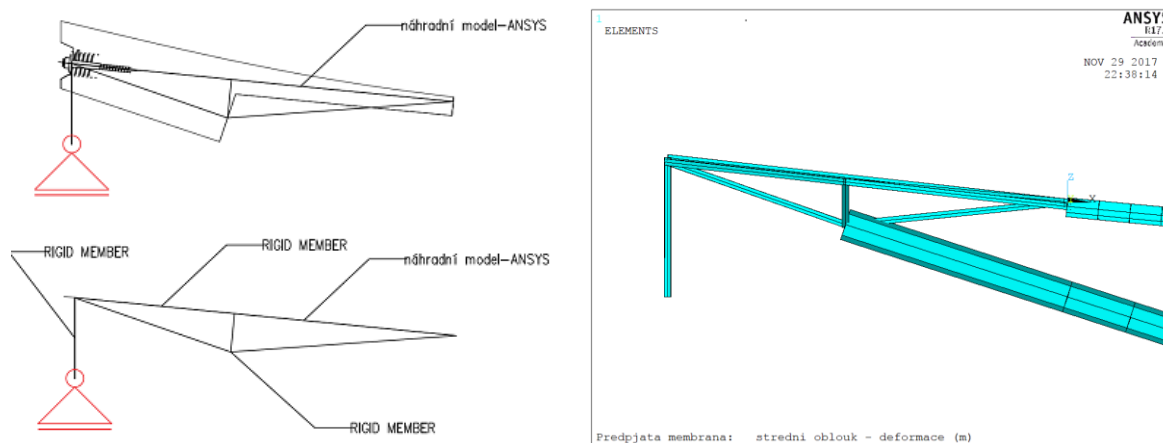
Obr.25 Průřez ANSYS-BEAM 188



Obr.26 Model ANSYS

KOTEVNÍ OBLAST

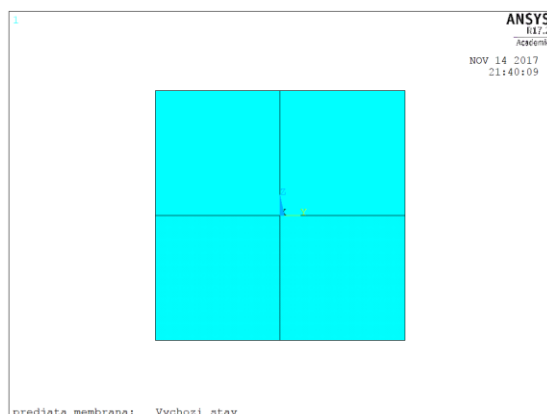
Model je tvořen tuhými prutovými prvky, které mají zvětšený modul pružnosti na 800 GPa. Model simuluje tuhost stěnového modelu kotevní oblasti. Poloha tuhých prvků se protíná v bodě, kde dojde ke kotvení kabelů.



Obr.27 Model ANSYS

NOSNÁ A PŘEDPÍNACÍ LANA

Nosná a předpínací lana jsou tvořena pomocí prvku LINK 8. Lana jsou vyjádřena svojí plochou. Tvar průřezu je generován jako čtvercový se zadanou plochou.

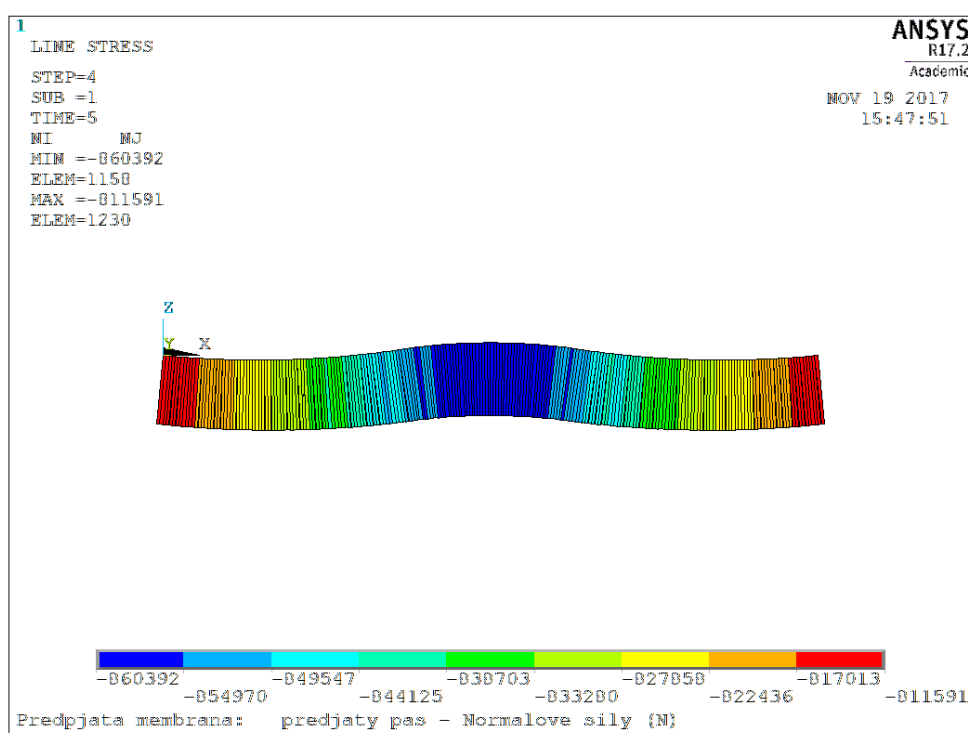


Obr.28 Průřez ANSYS-LINK 8

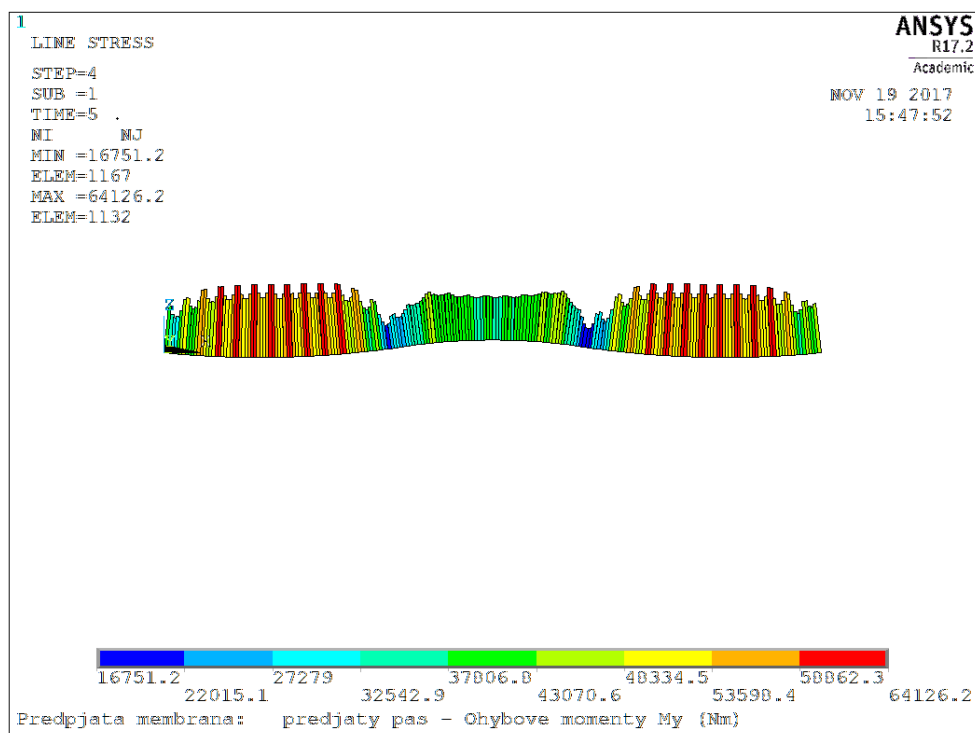
8. ZATÍŽENÍ

Zatížení modelu představuje stálé a proměnné složky zatížení. Ze stálých složek model obsahuje vlastní tíhu generovanou automaticky programem a ostatní stálé zatížení, které představuje tíhu izolace střechy. Předpětí po krátkodobých ztrátách a v době životnosti konstrukce, které bylo odhadnuto na 10 % krátkodobých ztrát a 8 % dlouhodobých ztrát. Jsou uvažovány proměnné složky zatížení jako zatížení větrem, sněhem a teplotou. Vzhledem k velkému gradientu teploty mezi vnějším a vnitřním povrchem zejména v období zimy je teplotní zatížení dominantní.

Kombinace		Max.teplota-zima
KZ39-CHAR.	Předpis	ZS1+ZS2+ZS10+ZS9
	Hodnoty	software+2+software+(-40;15)

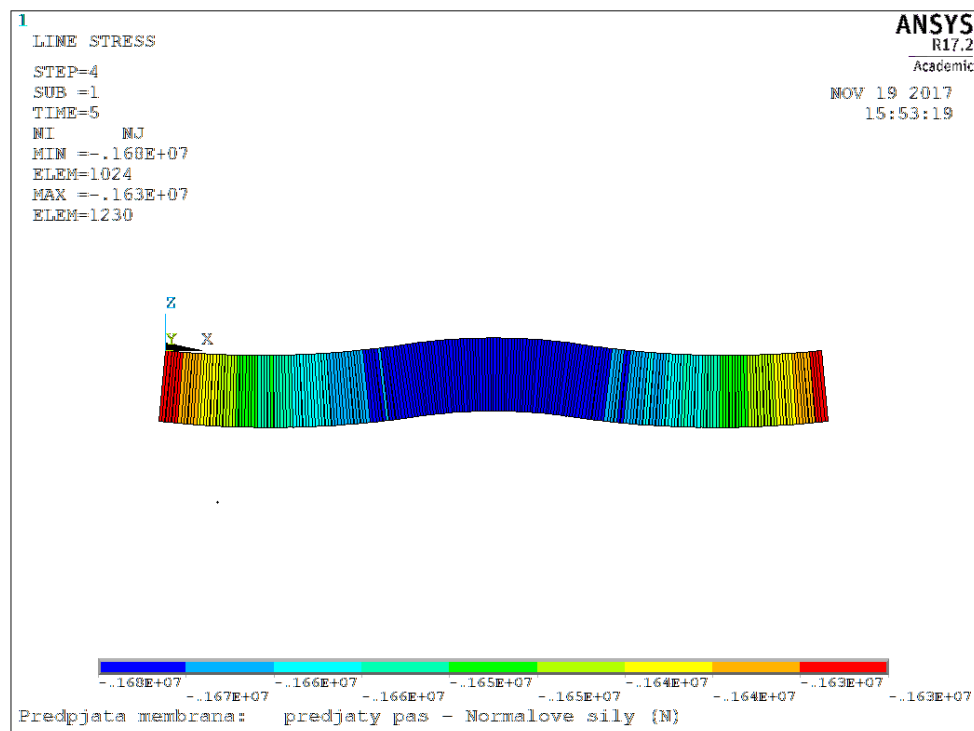


Obr.29 Normálová síla

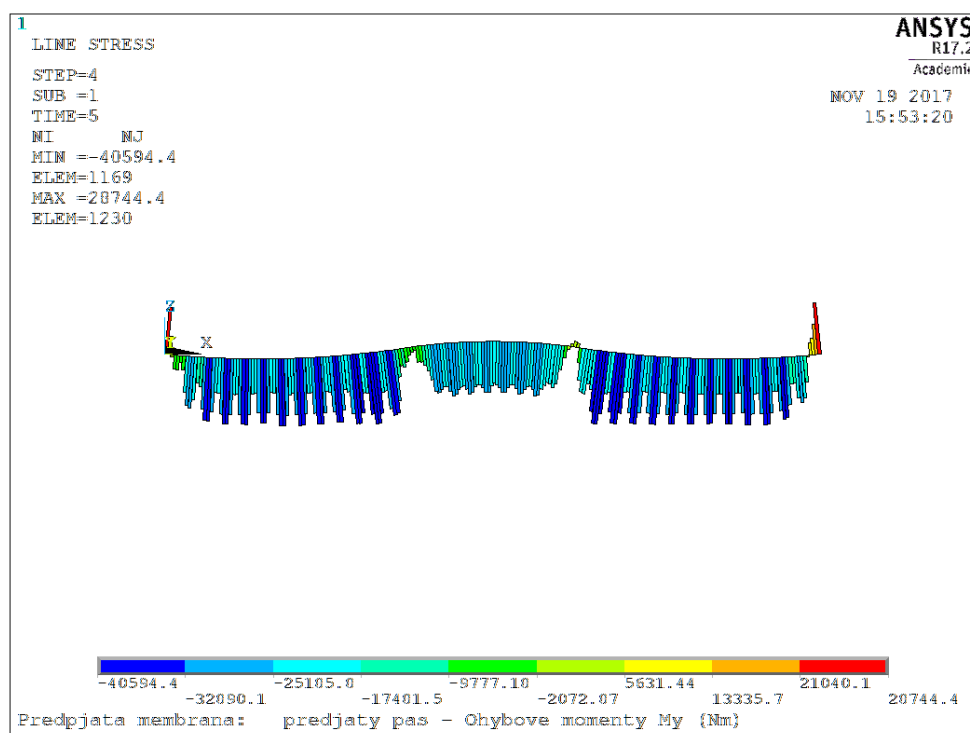


Obr.30 Ohybový moment

Kombinace	Max.teplota-léto
KZ40-CHAR.	ZS1+ZS2+ZS10+ZS8
Předpis	software+2+software+(32;10)
Hodnoty	



Obr.31 Normálová síla



Obr.32 Ohybový moment

Z průběhu momentů a normálové síly můžeme usoudit, že v období zimních měsíců dochází k výrazné ztrátě normálové síly ze segmentů předpjatého pásu a konstrukce je náchylná k tvorbě trhlin.

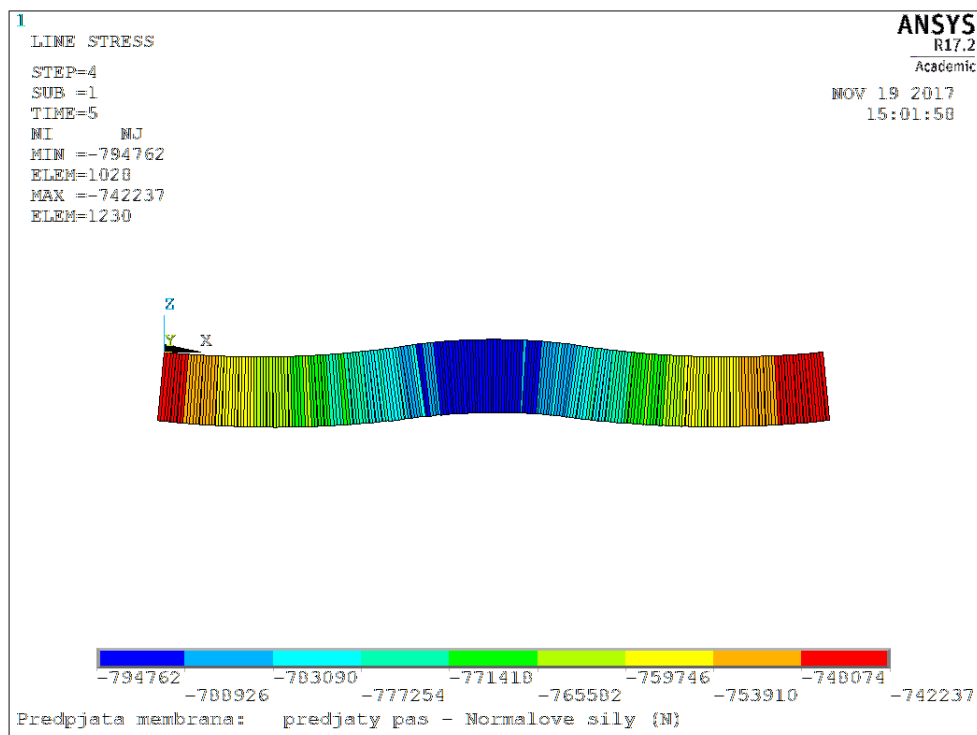
REOLOGIE

Výsledné chování konstrukce je ovlivněna dotvarováním a smršťováním v čase. Jelikož betonová membrána je zhotovena z lehkého betonu LC 45/50 je nutné výsledné hodnoty přepočítat součinitelem η . Vliv dotvarování je zanesen do modelu pomocí efektivního modulu pružnosti, který je přepočítán na přetvoření a nadále na rovnoměrnou teplotu od tohoto přetvoření pro krátkodobé a dlouhodobé účinky. Vliv smršťování je zanesen poměrným přetvořením.

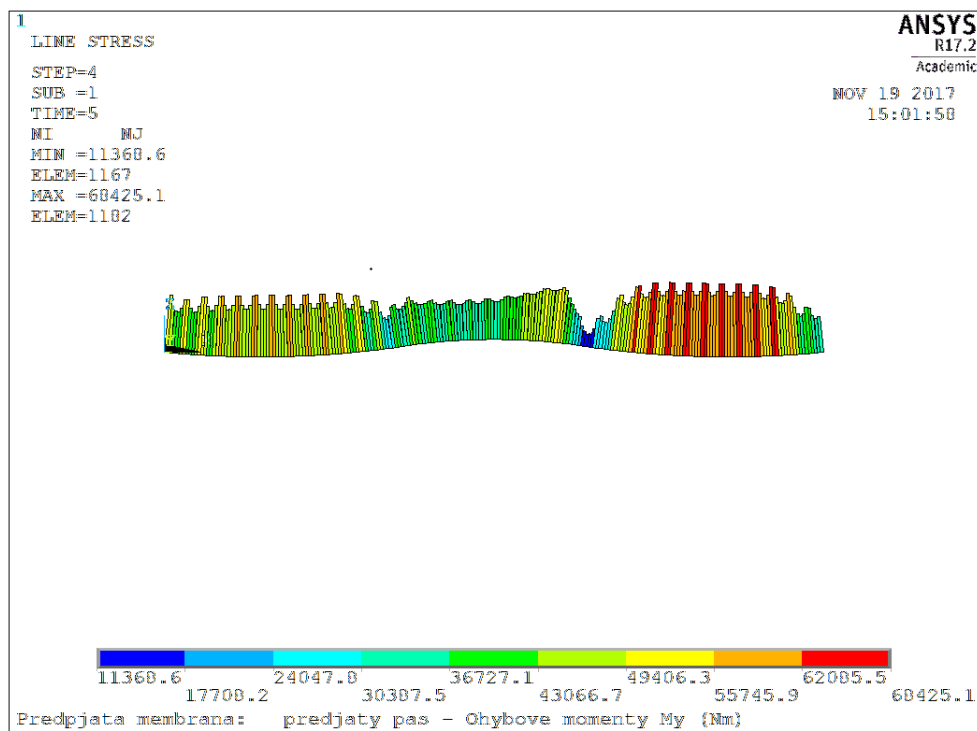
9. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Konstrukce je posouzena z hlediska mezní stavu na omezení napětí, omezení trhlin a omezení deformací v době po krátkodobých ztrátách a v době životnosti konstrukce. Předpokladem výpočtu bylo, že od žádné kombinace v mezním stavu nedojde k překročení střední pevnosti betonu v tahu. Kombinace s největším tahem v horních vláknech byla kombinace KZ30 při zatížení teplotou a levé poloviny předpjatého pásu sněhem. Bylo počítáno s charakteristikami betonového průřezu do fáze dopnutí konstrukce. Od fáze dopnutí, kdy průřez působí s kabely je počítáno s ideálními průřezovými charakteristikami. Tahové napětí v horních vláknech 0.8 MPa.

Kombinace	Maximální teplota-ochlazení vnější strany-sníh polovina	
KZ30-CHAR.	Předpis	ZS1+ZS2+ZS10+ZS9+0.5*ZS4
	Hodnoty	software+2+software+(-40;15)+1.12



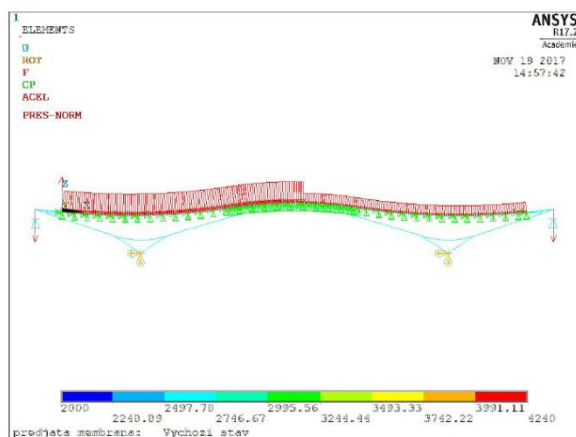
Obr.33 Normálová síla



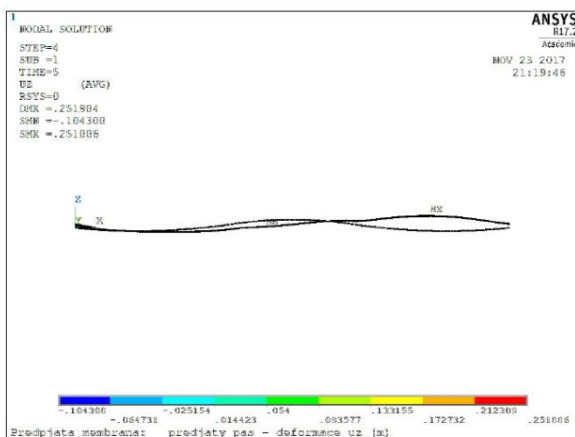
Obr.34 Ohybový moment

Mezní stav deformací ukázal kombinaci s maximální deformací KZ27, kde dominuje zatížení sněhem na levou polovinu předpjatého pásu a teplota. Maximální deformace dosahuje 251 mm.

Kombinace	Maximální sněž-polovina + ochlazení vnějšího povrchu
KZ27-CHAR.	ZS1+ZS2+ZS10+ZS4+0.6*ZS9
Předpis	software+2+software+2.24+(-24;9)
Hodnoty	



Obr.35 Zatížení

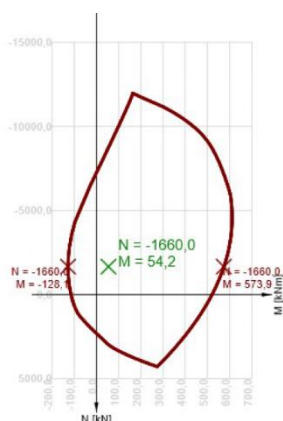


Obr.36 Deformace uz (m)

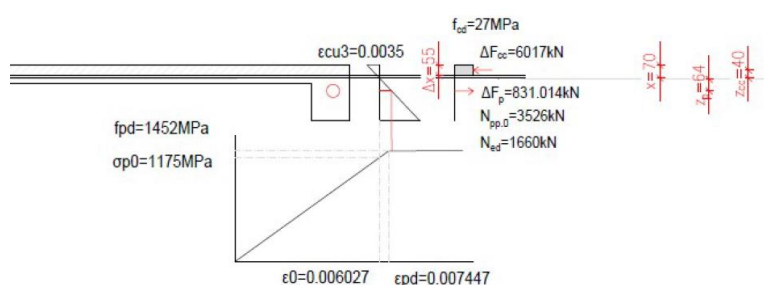
10. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Z hlediska mezní stavu byl posouzen průřez s maximálním momentem v horních a dolních vláknech pomocí metody počátečního stavu průřezu a interakčním diagramem. Posudky byly provedeny ručním výpočtem a kontrolovány pomocí programu IDEA StatiCa, které dávaly shodné výsledky. Pro výpočet byly použity průřezové charakteristiky betonového průřezu. I pro kombinace v MSÚ nedošlo k potrhání průřezu trhlinou. Kombinace s maximálním momentem v horních vláknech (oblast vetknutí) je také kombinace s minimální tlakovou silou v průřezu a vyjadřuje tedy kritická.

Kombinace	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	N _p [kN]	σ _{c.KONS.}	σ _{c.1}	σ _{c.2}	σ _{c.tot1}	σ _{c.tot2}
MSÚ-KZ58	-1660.0	-24.2	-54.6	1010	-3.37	-1.90	5.40	-5.27	2.04

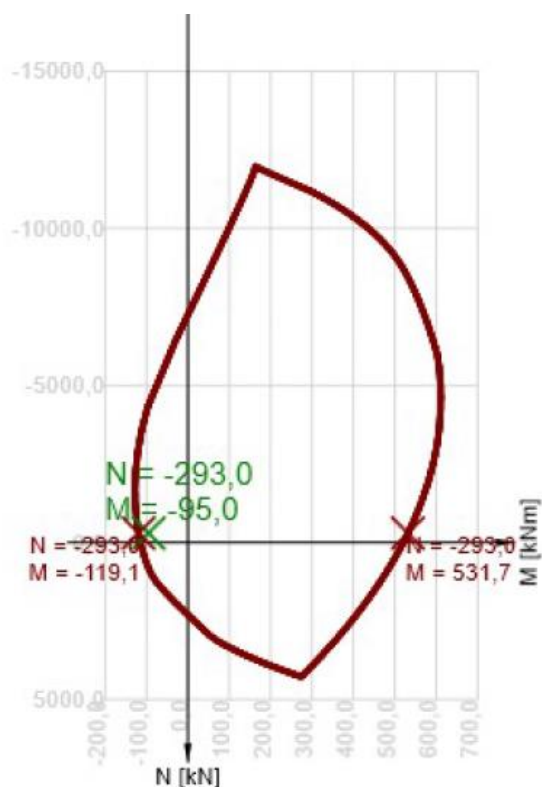


Obr.37 Interakční diagram (max. tah spodní vlákna)

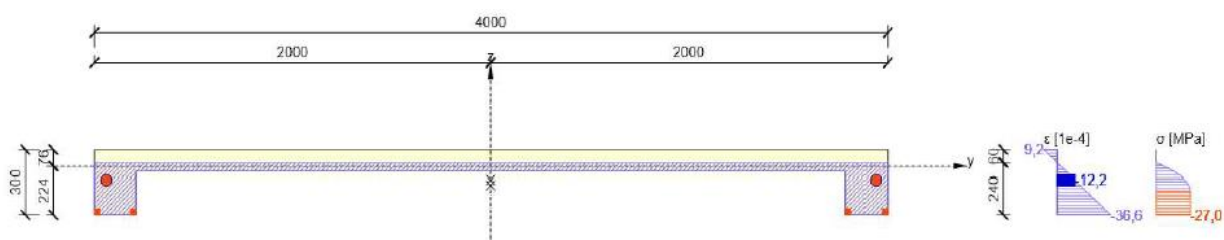


Obr.38 MSÚ-graf

Kombinace	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	N _p [kN]	$\sigma_{c.KONS.}$	$\sigma_{c.1}$	$\sigma_{c.2}$	$\sigma_{c.tot1}$	$\sigma_{c.tot2}$
KZ48 max My +	-293.0		14.5	95.4	1410	-0.59	3.32	-9.45	2.73 -10.04



Obr.39 Interakční diagram (max. tah horní vlákna)



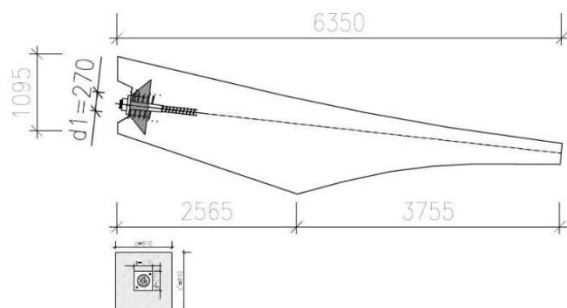
Obr.40 MSÚ-graf

11.KOTEVNÍ OBLAST

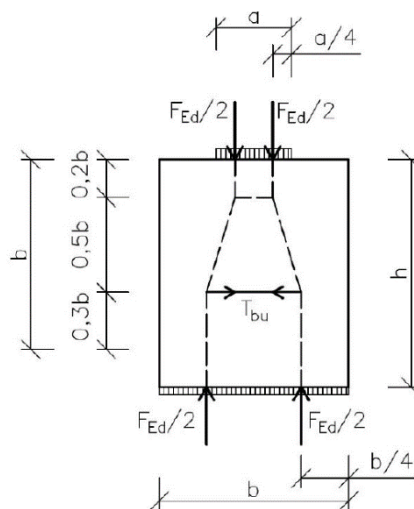
LOKÁLNÍ OBLAST POD KOTVOU

Kotevní oblast neboli oblast diskontinuity, kde neplatí Bernouliho-Navierova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu byla analyzována v několika etapách. V první fázi byla analyzována lokální oblast pod kotvou vzhledem k soustřednému tlaku a lokálnímu drcení

betonu pod kotvou, kde byla prokázána znatelná rezerva 60 %. V další fázi byly posouzeny příčné tahy v líci pod kotvou. V této oblasti byla navržena výztuž na sílu T_{bu} , která vycházela z příhradové analogie. V oblasti pod kotvou se vyskytují také parazitní síly, které mohou způsobit odštěpení betonové povrchové vrstvy a musí být také vykryty výztuží. Jejich velikost se uvažuje jako 3 % z maximální návrhové kotevní síly.



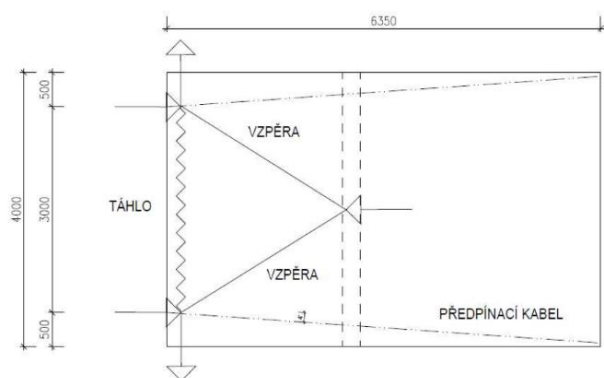
Obr.41 Soudředný tlak pod kotvou



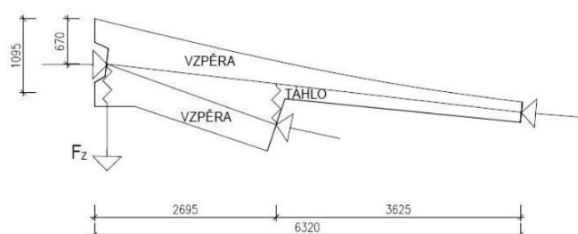
Obr.42 Příčné tahy v líci

GLOBALNÍ KOTEVNÍ OBLAST

Globální kotevní oblast je namáhána kombinací vnitřních sil jako momenty, posouvající síly a normálové síly. Vzhledem ke geometrii a zatížení vznikne v této oblasti globální příhradová analogie, která vystihuje dráhy hlavních tlaků a tahů, které se musí být analyzovány. Posudek byl proveden pro kombinaci KZ53 z MSÚ, která vykazuje největší předpínací sílu a jí odpovídající vnitřní síly. Geometrie vzpěr a táhel nabývá prostorového modelu. Model byl vytvořen pomocí prutů s nulovou objemovou tíhou a zvětšeným modulem pružnosti v programu RFEM 5.12.



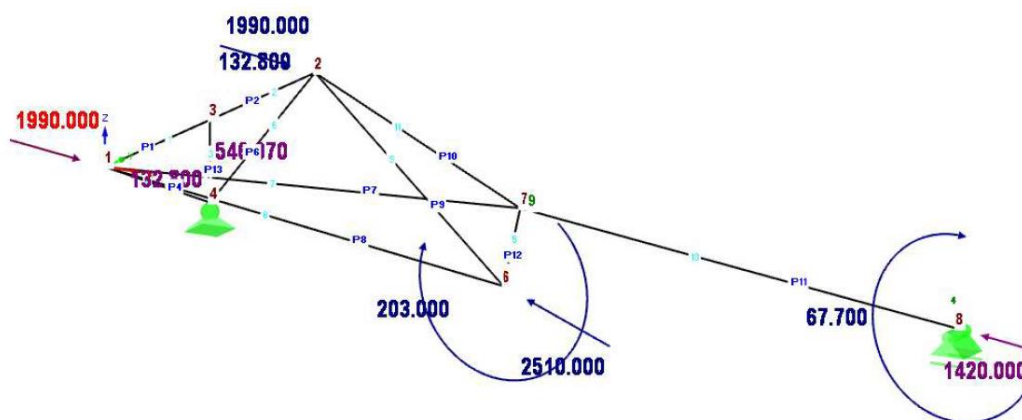
Obr.43 Příhradová analogie půdorys



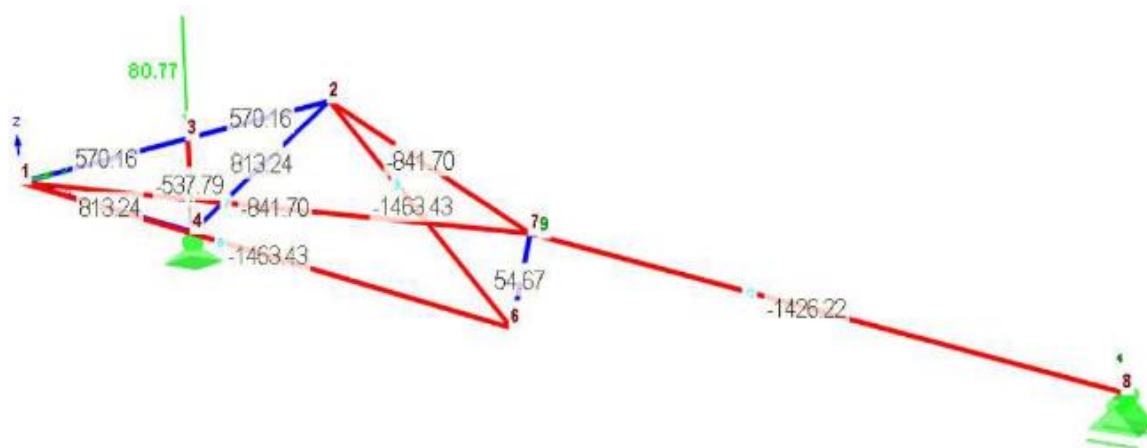
Obr.44 Příhradová analogie bokorys

Vytvořený model příhradové analogie respektuje veškeré vnitřní síly od dané kombinace zatížení. Podpory modelu jsou zvoleny způsobem, aby všechny vnitřní síly mohli ovlivnit

existující model. Pevná kloubová podpora byla umístěna v místě sloupu SHS 200 x 200 x 8, ve které vzniká tahová reakce. Posuvná podpora v globálním směru X byla umístěn na konec konzoly.



Obr.45 Prostorový model se zatížením

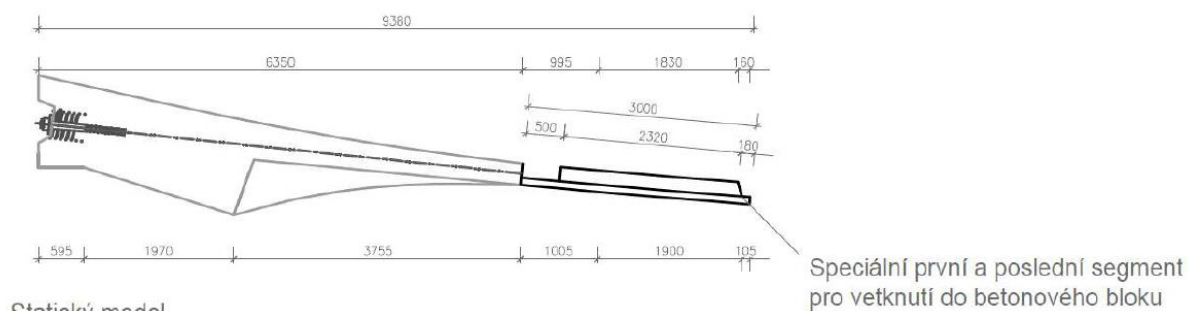


Obr.46 Normálové vnitřní síly

V oblasti tahových sil bylo navrženo vyztužení s vypočtenými minimálními kotevními délkami. Byly posouzeny uzly 6 a 4, které vykazovaly extrémní hodnoty vnitřních sil.

VETKNUTÍ-OBLAST PREFAB-SEGMENTŮ A KONCE KOTEVNÍHO BLOKU

Model, který je uvažovaný pro analýzu počítá s dokonalým vetknutím v oblasti napojení prefabrikovaných segmentů a monolitické kotevní oblasti. Aby realita odpovídala modelu je nutno tuto oblast speciálně vyztužit a zaručit toto chování. Z posudku na MSP a MSÚ vyplývá, že dolní vlákna průřezu jsou vždy tlačena. Tažená vlákna se objevují pouze v horních vláknech průřezu. Vyztuž je navržena na kombinace s maximálním momentem v horních vláknech průřezu. Této kombinaci odpovídá kombinace KZ48 z MSÚ. Vzhledem k vyztužení budou mít první a poslední segment speciální tvar, který umožní toto spojení.

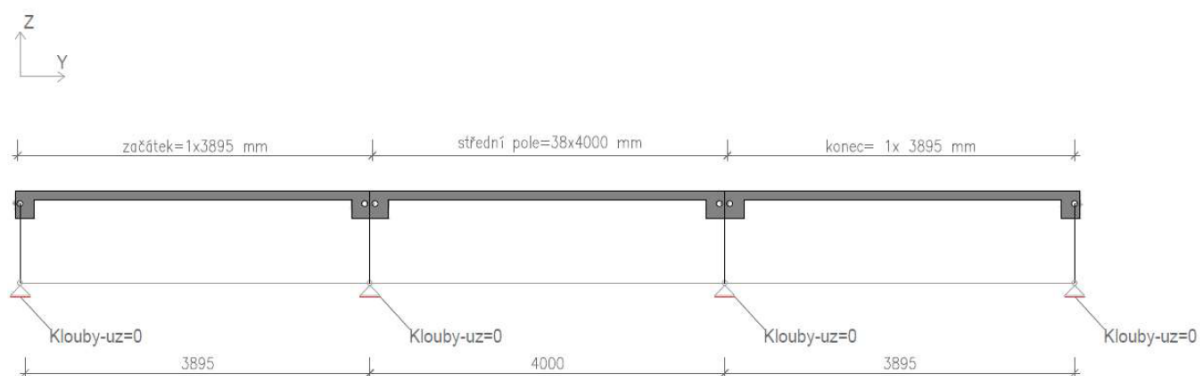


Obr.47 Oblast vetknutí segmentu do monolitického bloku

12. PŘÍČNÝ SMĚR

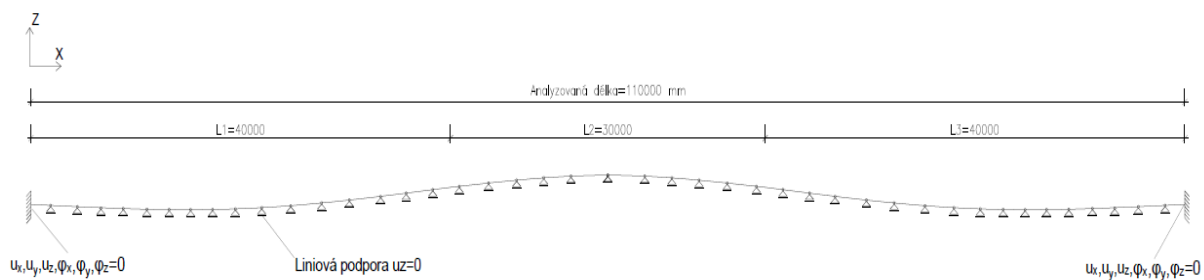
Vzhledem k tomu, že membrána je konstrukce prostorová a po zmonolitnění spár se chová jako deskostěna, která přenáší zatížení i v příčném směru je nutné tento směr posoudit a správně vyztužit. Pro tento směr byl vytvořen model v programu RFEM, který v příčném směru obsahuje 5 polí po 4 metrech. Není nutné pro analýzu vytvářet celý model o 40 polích vzhledem ke stejným rozměrům každého pole. Statický model je zjednodušený a obsahuje kloubové podpory, které jsou posuvné v rovině X a Y. Zjednodušení je v kloubech v Z-tovém směru, kdy kabely a hlavní oblouk jsou podpory pružné a v modelu jsou podpory nepoddajné.

MODEL



Obr.48 Statický model příčný směr

Model v podélném směru je v krajních oblastech vetknutý a podél celé své délky obsahuje kloubovou liniovou podporu, která simuluje kabel a hlavní oblouk O2.



Obr.49 Statický model podélný směr

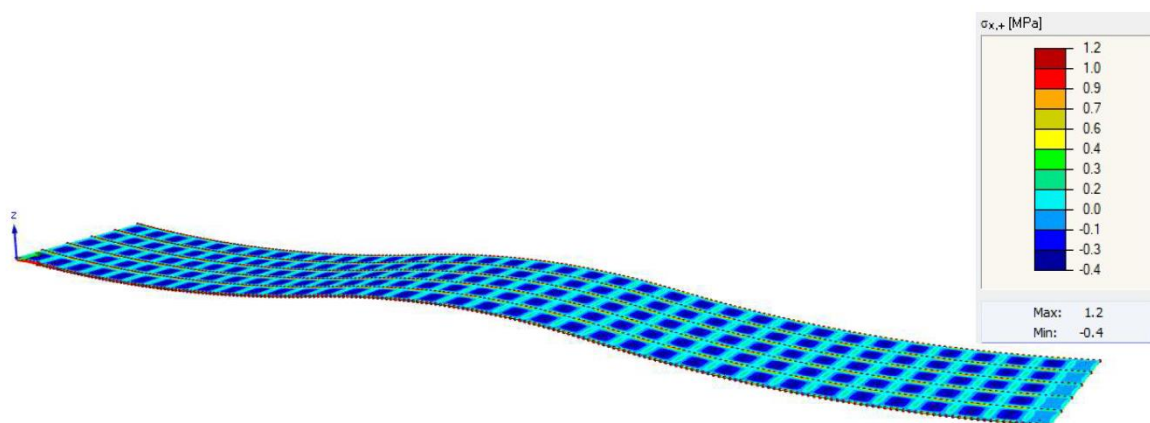
Žebra i desky jsou tvořeny ve své střednici. Model se chová jako kazetový strop.

ZATÍŽENÍ

Na model byly aplikovány stálé a proměnné složky zatížení. Do stálých složek patří vlastní tíha a ostatní stálé zatížení, které představuje tíhu střešní izolace. V modelu je aplikováno také příčné předpětí v žebrech v čase životnosti konstrukce. Mezi proměnné složky zatížení byl aplikován sníh v kritických polohách a zatížení větrem. Zatížení teplotou bylo zanedbáno vzhledem k nutnosti komplexního modelu i s reálným předpětím v podélném směru a tuhostí ocelové nosné konstrukce.

PŘEDPĚTÍ

Pro účel ztuhlout konstrukci a vyvarovat se příčným tahům v konstrukci od kombinací zatížení byla konstrukce předepnuta. Předpětí vycházelo z předpokladu, že napětí v průřezu v době životnosti nepřesáhne -0.8 MPa v MSÚ. Z tohoto předpokladu byly navrženy kabely. Kombinace, která vykazuje extrémní hodnotu napětí je kombinace se zatížením sněhem na polovinu membrány. Extrémní hodnota napětí dosahuje 1.2 MPa. Je to oblast mezi žebry v globálním směru Y (viz. Obr. 50).



Obr.50 Maximální tahové napětí (horní vlákna)

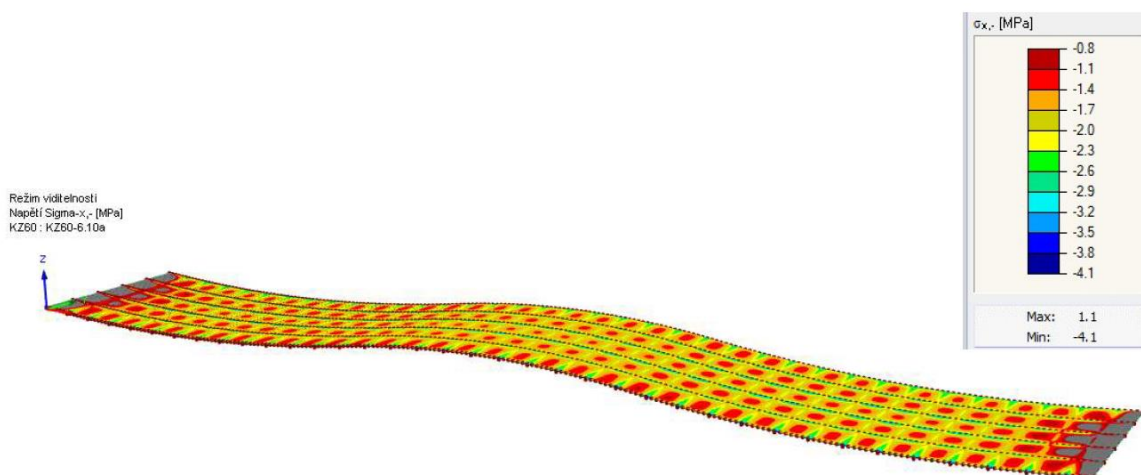
Předpětí je aplikováno v těžišti průřezu, aby bylo dosaženo pouze stlačení střednice, a nikoliv její pootočení. Pro předpětí byl navržen 1 kabel do žebra, který obsahuje 4 lana. V modelu bylo předpětí aplikováno pomocí lan, kterým odpovídalo přetvoření od napětí v kabelech v době životnosti konstrukce.

KOMBINACE

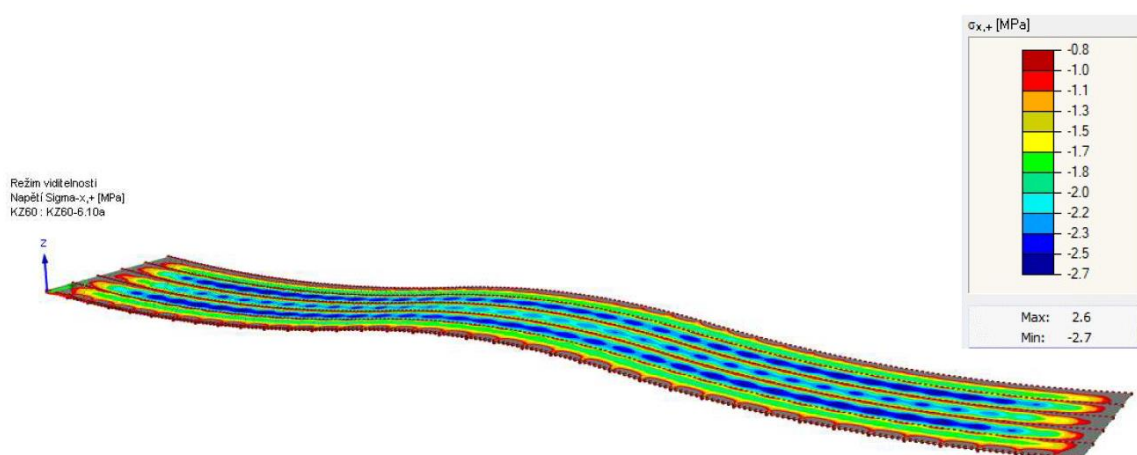
Bylo vytvořeno 6 kombinací představující extrémní polohy jednotlivých zatěžovacích stavů. Kombinace byly tvořeny podle předpisu 6.10 a, b.

NAPĚTÍ NA GLOBÁLNÍM MODELU

Předpětí způsobilo vnesení tlakové rezervy. Globální oblast membrány byla tlačena s rezervou – 0.8 MPa. V modelu jsou filtrovány oblasti s touto rezervou. Pro posouzení byla vybrána kombinace s extrémními tahy mimo globální oblast. Tyto tahy jsou zobrazeny v šedých oblastech modelu.



Obr.51 Napětí dolní vlákna

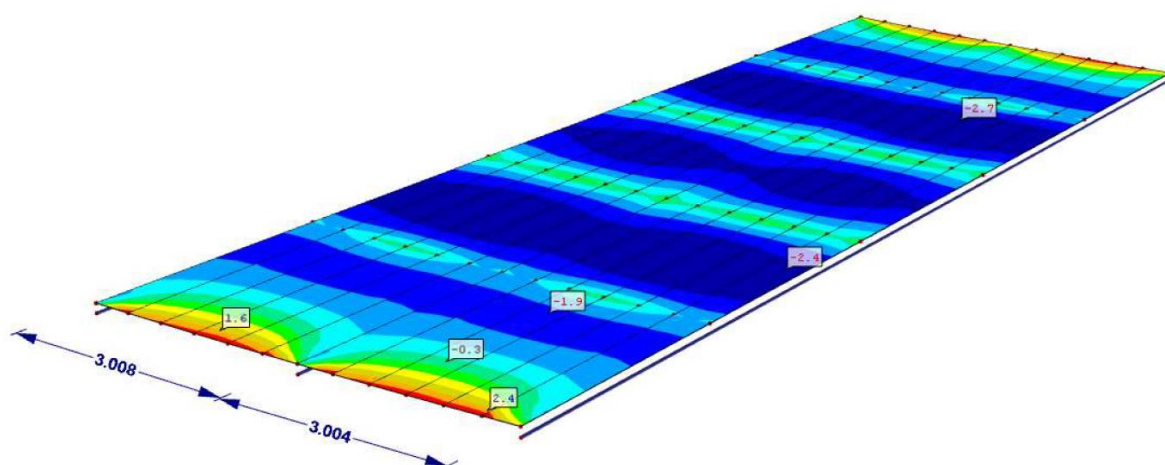


Obr.52 Napětí horní vlákna

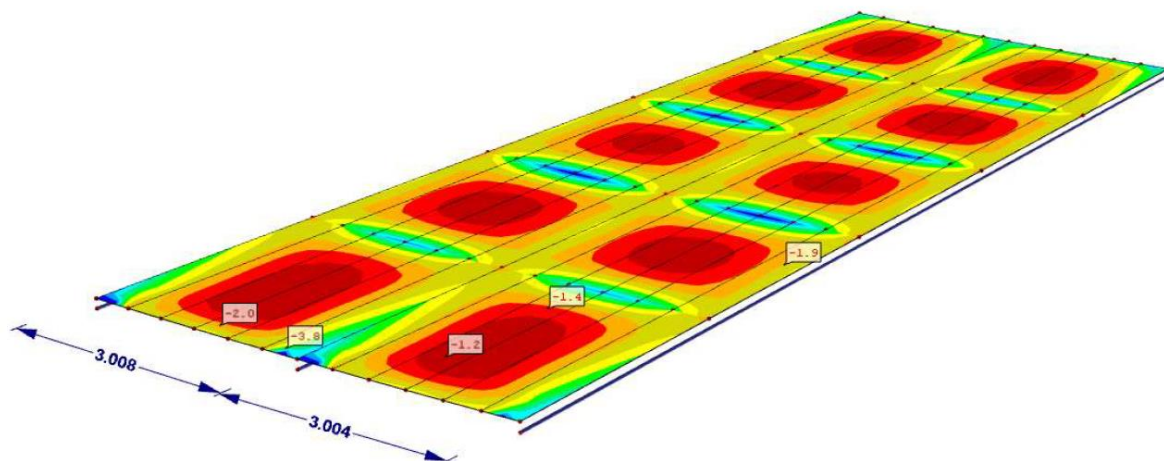
Při předeptnutí jsou vidět oblasti, kde napětí nabývá tahů. Je to v místech mezi předpínacími kabely a v místě vetknutí.

NAPĚTÍ V MÍSTĚ PŘEDPĚTÍ

V oblasti na začátku a konci mezi předpínacími kabely v podélném směru se vyskytuje vlivem stlačení střednice tahy. Tyto tahy nepřekročí střední pevnost betonu v tahu a nedojde k potrhání průřezu. Tahy přenesou betonářská výztuž, která je navržena v podélném směru dle konstrukčních zásad.



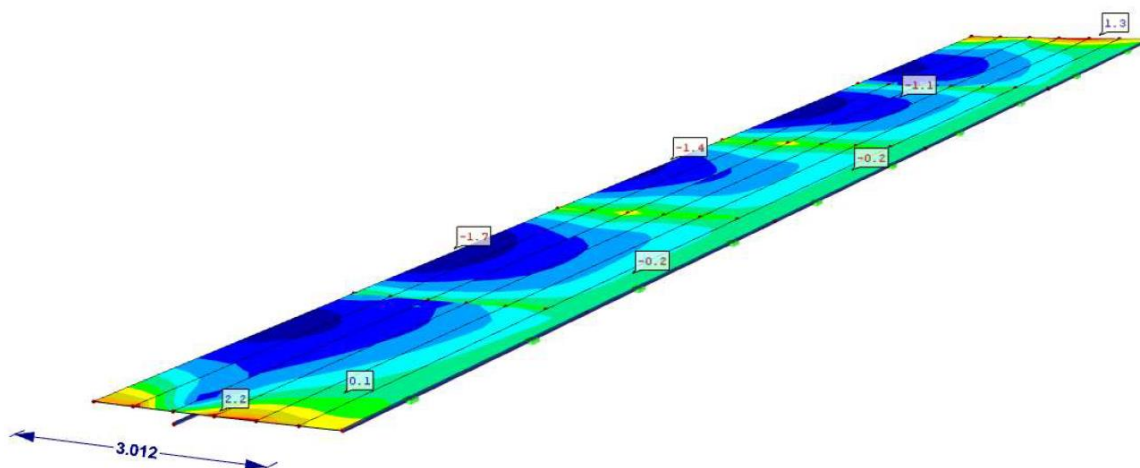
Obr.53 Tahové napětí mezi kotvami horní vlákna



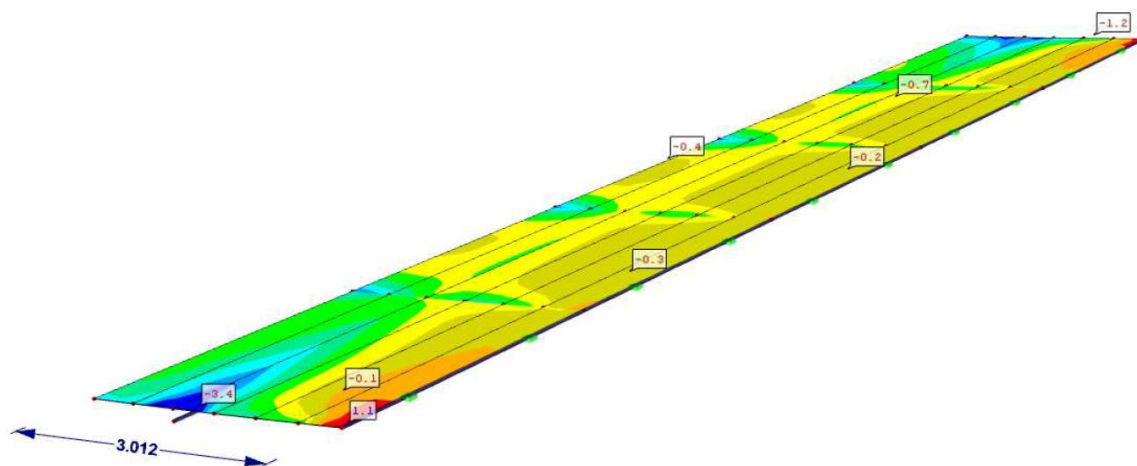
Obr.54 Tahové napětí mezi kotvami dolní vlákna

NAPĚTÍ V MÍSTĚ VETKNUTÍ

Tahové napětí v místě vetknutí se objevuje pouze lokálně v místě vetknutí, a to v oblasti (viz obr.55;56). Toto napětí bude vykryto betonářkou výztuží dle konstrukčních zásad.



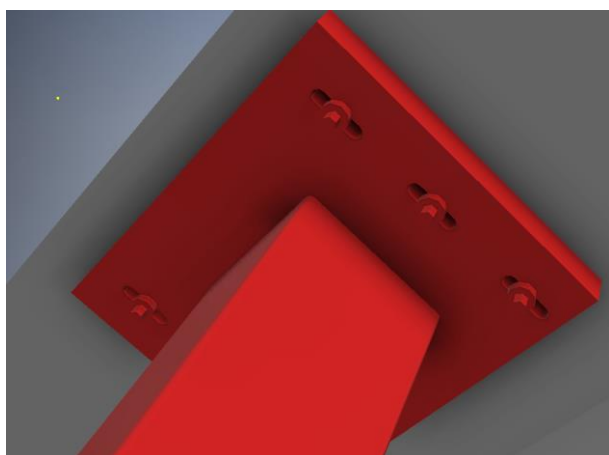
Obr.55 Napětí v oblasti vetknutí horní vlákna



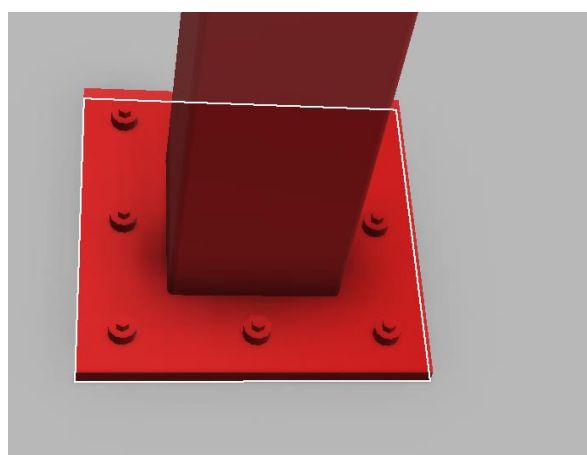
Obr.56 Napětí v oblasti vetknutí dolní vlákna

13. KRAJNÍ SLOUPY

Krajní sloupy, které jsou vyrobeny z oceli S235 a profilu SHS 200 x 200 x 8 a jsou namáhány pouze svislými složkami zatížení. Sloupy jsou kotveny pomocí kotev v patě do betonové patky a v hlavě do betonového bloku, kde jsou kotveny přes patní kotevní desky s oválnými děrami, které umožňují translaci v globálním směru X, tj. ve směru vzpěr a oblouků.



Obr.57 Kotvení do bloku

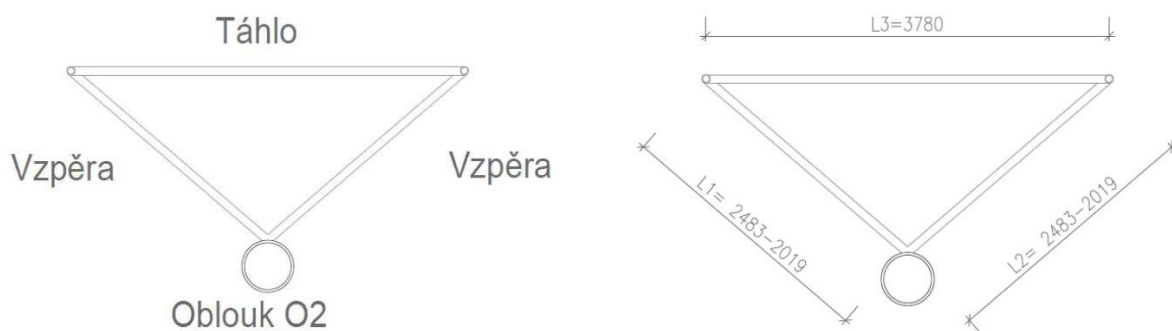


Obr.58 Kotvení do patky

Model sloupu pro výpočet se liší v globálním směru X a Y. V globálním směru X sloup působí jako konzola v patě a v hlavě jako posuvný kloub a v globálním směru Y (viz obr.48) jako konzola v patě a pevný kloub v hlavě. Model byl posouzen a vzpěr v obou směrech pro maximální tlakovou reakci 144 kN. Tahová reakce byla posouzena také, ale nebyla rozhodující.

14. PŘÍHRADOVÁ PODPŮRNÁ KONSTRUKCE

Jedná se o trojúhelníkově uspořádané příhradové profily průřezu CHS 80 x 8, které mění svoji výšku se vzepětím oblouku. Jsou přivařeny od středu hlavního oblouku na obě strany po 15 m. Rozpětí mezi příhradami je 1 m a jsou v podélném směru spojeni stejným profilem.



Obr.59 Geometrie

15. NOSNÁ OCELOVÁ KONSTRUKCE

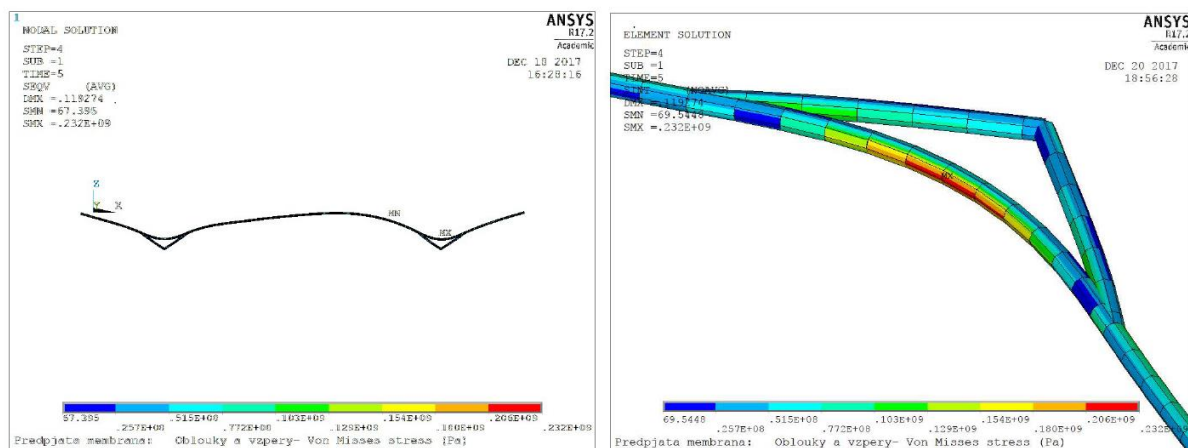
Nosná ocelová konstrukce z oceli S 355 a profilu CHS 500 x 25 byla analyzována nelineárně geometrickým modelem, ve kterém nejsou zohledněny výrobní imperfekce. Tato metoda postihuje efekt účinků 2. řádu. Konstrukce je posouzena dle ČSN-EN 1993-1-1. Konstrukce byla posouzena na MSÚ, a především ztrátu stability.

VON MISSES NAPĚTÍ

Pro posouzení MSÚ byla vybrána kombinace, při které na konstrukci vzniká maximální srovnávací napětí. Toto napětí vyjadřuje kontinuitu průřezu a pokud je překročeno dojde k porušení průřezu. Rovnice vyjadřuje vliv normálového a smykového napětí.

$$\sigma_0 = (\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2)^{0.5}$$

Maximální napětí vzniká v místě oblouku O3. (viz. Obr.60)



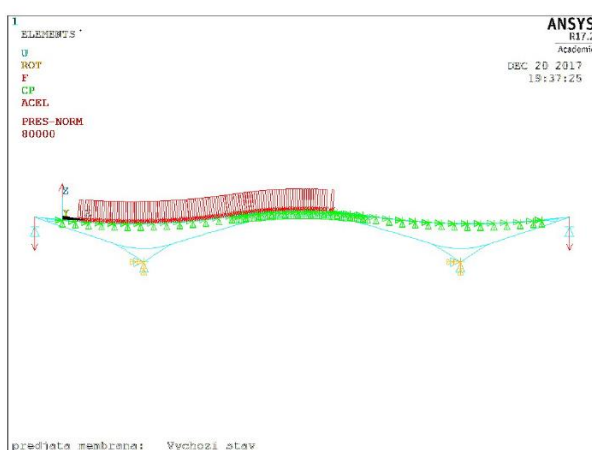
Obr.60 Maximální srovnávací napětí

GLOBÁLNÍ STABILITA

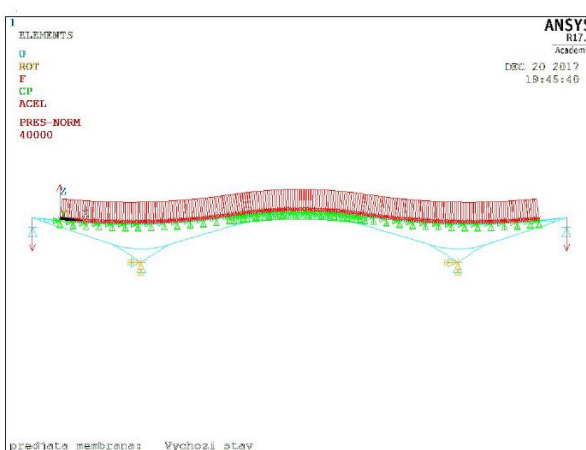
Vzhledem k tvaru konstrukce a geometricky nelineárnímu modelu a materiálově lineárnímu modelu musí dle EC 1993-1-1 být kritický faktor zatížení větší než 10. Tato hodnota zajišťuje stabilitu konstrukce pro pružnostní analýzu.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{pro pružnostní analýzu}$$

Pro zjištění kritického zatížení jsem zvolil postup přitěžování konstrukce až dojde k divergenci modelu. Zvolil jsem dva modely pro přitížení konstrukce. První model aplikuje zatížení na polovinu konstrukce a druhý na celou délku.



Obr.61 1.model

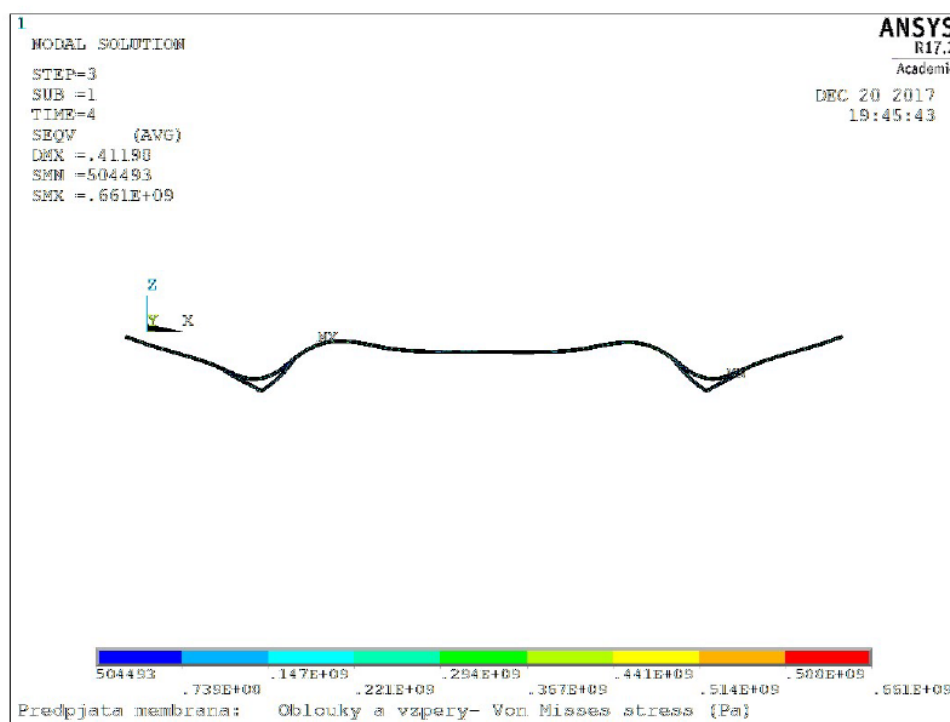


Obr.62 2.model

Kritické zatížení vychází z rovnice:

$$1.35 \cdot g_0 + Q$$

35-ti násobek vlastní tíhy je obsažen v modelu a Q je hodnota kritického zatížení. Kritická hodnota, při které model přestane konvergovat je hodnota 41 kN/m. Hodnota napětí pro před-kritické zatížení 40 kN/m dosahuje 661 MPa. Kontinuita napětí na průřezu je překročena.



Obr.63 Srovnávací napětí od model 2

Z hlediska maximálního spojitého zatížení, které působí v MSÚ a dosahuje hodnoty 4.7 kN/m. je v porovnání s kritickým zatížením 8.5 x menší. Konstrukce je z hlediska posudku stability dle EC poddimenzovaná, ale bezpečná. Dříve dojde k porušení kontinuity průřezu než ke globální ztrátě stability.

ZÁVĚR

Konstrukce vyhověla na posudek MSP a MSÚ dle platných evropských norem.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY*ODBORNÁ LITERATURA*

KADLČÁK, Jaroslav a Jiří KYTÝR. *Statika stavebních konstrukcí I*. Brno: VUTIUM, 2001. ISBN 80-214-1877-X.

KADLČÁK, Jaroslav a Jiří KYTÝR. *Statika stavebních konstrukcí II*. Brno: VUTIUM, 2001. ISBN 80-214-1648-3.

STRÁSKÝ, Jiří. *Speciální betonové konstrukce-MODUL M01-Konstrukční systémy a analýza lana*, Brno 2012.

STRÁSKÝ, Jiří. *Speciální betonové konstrukce-MODUL M02-Konstrukce tvořené předpjatým pásem a membránou*, Brno 2012

STRÁSKÝ, Jiří. *Speciální betonové konstrukce-MODUL M03-Konstrukce podporované kabely*, Brno 2012

STRÁSKÝ, Jiří. *Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges*. London: Thomas Telford, 2005. ISBN 0 7277 3282 X.

STRÁSKÝ, Jiří. *Visuté předpjaté střechy, část 1*. Beton TKS. 2005, č. 5, s. 10-15. ISSN 1213-3116.

STRÁSKÝ, Jiří. *Visuté předpjaté střechy, část 2*. Beton TKS. 2006, č. 1, s. 21-27. ISSN 1213-3116.

JUCHELKOVÁ, Pavlína. *Membrány nad kruhovým a eliptickým půdorysem*, Dizertační práce, Brno 2013

TECHNICKÉ NORMY

ČSN EN 1990 (73 0002) včetně změny Z1. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*

ČSN EN 1991-1-1 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*

ČSN EN 1991-1-3 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*.

ČSN EN 1991-1-3 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*

ČSN EN 1991-1-3 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*.

NAVRÁTIL, Jaroslav. JAROSLAV NAVRÁTIL. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008, 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.

ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.*

ČSN EN 1993-1-1. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.*

MANUÁLY K VÝPOČETNÍM PROGRAMŮM

Release 17.2 Documentation for ANSYS © 2005 SAS IP, Inc

POUŽITÉ PROGRAMY

ANSYS 17.2	Vnitřní síly podélný směr, fáze výstavby
RFEM 5.12	Napětí příčný směr
IDEA StatiCa 8.2.28	Dimenzování
INVENTOR 2018	Vizualizace a 3D detaily
Autocad 2018	Výkresová dokumentace
Mathcad	Statický výpočet
Ostatní	Microsoft word, excel, Acrobat reader